



Sami Savolainen

Pilareiden vahvistaminen betonimantteloinnilla

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi
diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 02.09.2016

Valvoja: Professori Jari Puttonen

Ohjaaja: Diplomi-insinööri Pertti Kaista

Tekijä Sami Savolainen

Työn nimi Pilareiden vahvistaminen betonimantteloinnilla

Koulutusohjelma Rakenne- ja rakennustuotantotekniikka

Pää-/sivuaaine Rakennetekniikka

Koodi R3001

Työn valvoja Professori Jari Puttonen

Työn ohjaaja(t) Pertti Kaista

Päivämäärä 02.09.2016

Sivumäärä 80+29 s.

Kieli Suomi

Tiivistelmä

Työn tarkoituksena on tutkia betonipilarin vahvistamista betonimantteloinnilla. Työssä keskitytään betonipilarin ja mantteloinnin rajapinnan toimintaan. Työssä haluttiin selvittää karhennusmenetelmien aiheuttamia adheesio-ominaisuuksia ja kustannustehokkuutta, jotta rajapinnan leikkauskestävyys ja kustannustehokkuus voidaan maksimoida. Lisäksi haluttiin selvittää, onko perinteisten karhennusmenetelmien ja liittimien lisäksi vaihtoehtoisia menetelmiä. Jännitettyjen liittimien kautta aiheutettua jännitystä pilarin ja manttelin rajapinnassa haluttiin myös selvittää, sekä onko jännevoiman jakautumiselle yksinkertaistettua nyrkkisääntöä.

Työssä hankittiin tietoa lähinnä kirjallisuusselvityksin ja vertailevin laskelmin. Työn tulokseksi saatiin käsitys käytössä olevista karhennusmenetelmistä ja mitkä eri menetelmien ominaisuudet ovat. Jännitetyistä liittimistä luotiin jousivakioihin perustuva laskentamalli. Johtopäätöksissä todettiin, että vesi- ja hiekkapuhallusmenetelmät antavat parhaan tartuntapinnan rakenteelle, mutta menetelmien kustannustehokkuutta on vaikea vertailla. Menetelmien kustannustehokkuus riippuu muun muassa välineistön osto- tai vuokraus hinnasta, välineiden malleista ja merkistä ja välineiden käyttäjien kokeneisuudesta.

Avainsanat Manttelointi, Betonin muodonmuutos, Betonipinnan karhennus, Betonipinnan leikkaus



Author Sami Savolainen

Title of thesis Reinforcing columns by concrete jacketing

Degree programme Structural engineering and building technology

Major/minor Structural engineering

Code R3001

Thesis supervisor Professor Jari Puttonen

Thesis advisor(s) Pertti Kaista

Date 02.09.2016

Number of pages 80+29 p.

Language Finnish

Abstract

The purpose of this thesis is to study reinforcement of a concrete column by concrete jacketing. The question was how different roughening methods improve the interface's adhesion properties and how cost-effective they are? Also are there any alternative shear connectors and methods to roughen the interface? Using tension bars one can apply tension in the interface and increase the usability of a friction in the interface. Thesis attends to find out calculation model to estimate pressure applied on the interface.

Thesis was mainly done with literature reviews and comparing calculation models. Different roughening methods and their qualities were compared to each other. A calculation model was made about the post-tensioned bar system to evaluate the pressure on the interface. In conclusions it was stated that sandblasting- and hydro blasting methods gave the best adhesive bond on the interface. Cost effectiveness of roughening methods is not as simple comparison as of adhesive bonds. This is because it depends on where the equipment is rented or bought, on the brand and model of the equipment and the experience of labour force.

Keywords Concrete jacketing, Deformation of concrete, Roughening of concrete surface, Concrete surface shear resistance

Alkusanat

Tahdon kiittää Ahti Rantosta ja Pertti Kaistaa Sweco Rakennetekniikka Oy:stä ja Jari Puttosta Aalto-yliopistosta mielenkiintoisen aiheen antamisesta ja työn ohjaamisesta, Mikko Laihoa Sweco Rakennetekniikka Oy:stä jatkuvasta kannustamisesta. Suuri kiitos myös vaimolleni henkisestä tuesta ja kärsivällisyydestä kuunnella oppimiani asioita ymmärtämättä, mistä on kyse. Esitän kiitokseni myös kaikille haastatteluihin osallistuneille, sekä iso kiitos Sweco Rakennetekniikka Oy:lle työn rahoittamisesta.

Espoo 02.09.2016

Sami Savolainen

Sisällysluettelo

Tiivistelmä

Abstract

Alkusanat

Sisällysluettelo

Merkinnät

Lyhenteet

1	Johdanto	1
2	Esimerkkikohteet.....	3
2.1	Aalto-yliopiston kirjasto	3
2.1.1	Työmaatekniikka.....	4
2.1.2	Muuta kohteessa ja tutkittavaa	4
2.2	Helsingin Olympiastadion	5
2.2.1	Työmaatekniikka.....	5
2.2.2	Muuta kohteessa.....	7
3	Työmaatekniikka.....	8
3.1	Rajapinnan valmistelu	8
3.1.1	Karhennusmenetelmät.....	9
3.1.2	Karheuden mittaaminen	14
3.2	Leikkausliittimet.....	15
3.3	Muotit	16
3.4	Betonin valinta ja valu.....	18
4	Rakenteen mitoittaminen	21
4.1	Käyttörajatila	21
4.2	Pilarin hoikkuus ja toisen kertaluvun momentti.....	21
4.3	Dynaamiset kuormat.....	25
4.4	Kuormien jakautuminen poikkileikkauksessa.....	26
4.4.1	Kutistuma	28
4.4.2	Viruma.....	31
4.4.3	Kutistuman ja viruman huomioiminen ja ehkäisy	32
4.4.4	Kutistumien vertailulaskelmat	35
4.4.5	Lämpötilaerot	37
4.4.6	Raudoituksen ja betonin välinen vuorovaikutus	38
4.4.7	Raudoituksen puristuskapasiteetti	39
4.5	Leikkaus manttelin ja pilarin rajapinnassa	43
4.5.1	Rajapinnan kestävyys.....	43
4.5.2	Jännitetyt liittimet	47
4.5.3	Hyödynnettävän jännevoiman arvioiminen rajapinnassa	50
4.5.4	Metalliosien korroosio	54
4.6	Tehollisen suljetun alueen huomioiminen.....	55
4.7	Taivutettu mantteli	59
4.8	Betonimanttelin laskentamallit.....	62
4.8.1	Muodonmuutoksen malli	62
4.8.2	Monoliittisyysteoria	63
5	Lopputulokset.....	67
5.1	Jatkotutkimusaiheet	69
6	Lähdeluettelo.....	71
7	Liiteluettelo	80
Liite 1:	Manttelin kutistumien vertailu Eurokoodi/fib Model Code 2010, Numeerinen tapaus vertailu	

- Liite 2: Manttelin kutistumien vertailu Eurokoodi/fib Model Code 2010
- Liite 3: Jännitettyjen liittimien laskentamallin tuloksien vertailu
- Liite 4: Karhennusmenetelmien kustannusvertailu

Merkinnät

A	[m ²]	Poikkileikkauksen pinta-ala
A_c	[m ²]	Betoniosuuden poikkileikkausala
A_{c1}	[m ²]	Pilarin betonipinta-ala
A_{c2}	[m ²]	Manttelin betonipinta-ala
A_i	[m ²]	Rakenneosan i poikkipinta-ala
A_s	[m ²]	Harjateräksen poikkipinta-ala
A_{sw1}	[m ²]	Pilarin haan leikkeen pinta-ala
A_{sw2}	[m ²]	Manttelin haan leikkeen pinta-ala
B	[m]	Manttelin tai pilarin sivumitta
D	[m]	Lasihelmien leviämän keskiarvo
E	[MPa]	Poikkileikkauksen kimmokerroin
E_{cm}	[MPa]	Betonin keskimääräinen kimmokerroin
E_h	[MPa]	Kovettumismoduli
E_r	[MPa]	Harjateräksen redusoitu kimmokerroin
E_s	[MPa]	Betoniteräksen kimmokerroin
F_x	[N]	X-akselin suuntaan vaikuttavat kuormat
F_y	[N]	Rakenteen myötökuorma
I	[m ⁴]	Poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
I_z	[m ⁴]	Jäyhyysmomentti z-akselin suhteen.
I_{s1}	[m ⁴]	Yksittäisen harjateräksen jäyhyysmomentti
K_r	[-]	Toisen kertaluvun laskennassa rakenteen normaalivoimasta riippuva kerroin
K_ϕ	[-]	Toisen kertaluvun laskennassa rakenteen viruman huomioiva kerroin
L_0	[m]	Pilarin nurjahduspituus
$L_{s,cr}$	[m]	Harjateräksen nurjahduspituus
$M(x)$	[Nm]	Momentti pinnan funktio sijainnin suhteen
M_{01} ja M_{02}	[Nm]	Pilarin sauvanpäämomentit siten, että $ M_{01} \leq M_{02} $
M_{0e}	[Nm]	Ensimmäisen kertaluvun ekvivalentti sauvamomentti
M_2	[Nm]	Toisen kertaluvun lisämomentti
N	[N]	Rakenteeseen kohdistuva normaalivoima
N_c	[N]	Betonissa vaikuttava normaalivoima
N_{Ed}	[N]	Pilariin vaikuttava mitoitusnormaalivoima
N_{Rd}	[N]	Rakenteen puristuskapasiteetti [N]
P	[N]	Jännevoima
P_{cr}	[N]	Rakenteen kriittinen pistekuorma
Q	[N]	Leikkausvoima tarkasteltavassa pisteessä
R_t	[m]	Lasihelmimentelmän makrokorkeus
RH	[%]	Ilman suhteellinen kosteus
S	[m ³]	Staattinen momentti tarkasteltavassa pisteessä
T_0	[°C]	Ulkolämpötila (vanhan rakenteen lämpötila)
T_{in}	[Nm]	Jännevoimaan vaadittu vääntömomentti
T_m	[°C]	Tuoreen betonimassan lämpötila
V	[m ³]	Lasihelmimentelmässä käytetyn lieriön tilavuus
V_D	[N]	Leikkausliittimessä vaikuttava leikkausvoima
V_{Ru}	[N]	Leikkausliittimen leikkausmurtokuorma
b	[m]	Pilarin leveys

c	[m]	Terästen suojaetäisyys manttelin ulkopinnasta
c_0	[-]	Kokonaiskaarevuuden jakaumakerroin.
c_1	[m]	Pilarin haan keskiöetäisyys pilarin reunasta
c_2	[m]	Manttelin haan keskiöetäisyys reunasta
c_{co}	[-]	Rajapinnassa vaikuttava koheesiokerroin
c_r	[-]	Adheesiokerroin
d	[m]	Pilarin tehollinen korkeus
$dT(t)$	[°C]	Lämpötilaero kutistumia laskettaessa
$dT_{max}(t)$	[°C]	Lämpötilan suurin positiivinen muutos
dx	[m]	Tarkasteltavan kappaleen leveys
f_{c1}	[MPa]	Pilarin betonin puristuslujuus
f_{c2}	[MPa]	Manttelin betonin puristuslujuus
f_{cc}	[MPa]	Suljetun poikkileikkauksen puristuskapasiteetti
f_{cd}	[MPa]	Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
f_{ck}	[MPa]	Betonin nimellinen puristuslujuus
f_{cm}	[MPa]	Betonin lieriölujuuden keskiarvo
f_{ctd}	[MPa]	Betonin vetolujuuden mitoitusarvo
f_i	[MPa]	Rakenneosan i puristuslujuus
f_{l1}	[MPa]	Pilarin hakojen sulkemisvoima
f_{l2}	[MPa]	Manttelin hakojen sulkemisvoima
$f_{l,core}$	[MPa]	Ytimessä vaikuttava ekvivalentti sulkemisvoima
f_{yd}	[MPa]	Betoniteräksen murtolujuuden mitoitusarvo
f_{yk}	[MPa]	Betoniteräksen nimellinen myötölujuus
f_{yk1}	[MPa]	Pilarin hakojen myötölujuus
f_{yk2}	[MPa]	Manttelin hakojen myötölujuus
h_0	[m]	Muunnetun poikkileikkauksen paksuus
i	[m]	Poikkileikkauksen jäyhyyssäde
k	[m]	Kierretangon kierteen korkeus
k_h	[-]	Muunnetun poikkileikkauksen paksuudesta riippuva kerroin
k_{ha}	[MPa]	Hakojen kiintysaste
k_{hc}	[-]	Pilarin hakojen vaikutusaluekerroin vaakasuunnassa
k_{hj}	[-]	Uusien hakojen vaikutusaluekerroin pilarissa vaakasuuntaan
k_{max}	[-]	Kerroin maksimi hydrataatiolämmön määrittämiseksi
k_{vc}	[-]	Pilarin hakojen vaikutusaluekerroin pystysuunnassa
k_{vj}	[-]	Uusien hakojen vaikutusaluekerroin pilarissa pystysuunnassa
k_{δ}	[-]	Manttelin paksuudesta riippuva kerroin
m	[m]	Manttelin paksuus
r_n	[m]	Tehollinen kontaktipituus mutterin ja aluslevyn välillä
r_t	[m]	Tehollinen kontaktipituus mutterin ja kierteen välillä
r	[m]	Rakenteen kaarevuussäde
r_0	[m]	Rakenteen peruskaarevuussäde
s	[m]	Hakaväli
s_1	[m]	Pilarin hakojen jako
s_2	[m]	Manttelin hakojen jako
s_{el}	[m]	Elastisen liukuman raja-arvo
s_l	[m]	Rajapinnan välinen liukuma
s_u	[m]	Murtoliukuman raja-arvo
t	[vrk]	Tarkasteluajanhetki
t_s	[vrk]	Kuivumiskutistuman aloitusajankohta

u	[m]	Kosteutta haihduttavan piirin pituus
α	[°]	Raudoituksen kulma suhteessa rajapintaan
α_{ds1}	[-]	Kutistumassa sementtilaadun huomioiva kerroin
α_{ds2}	[-]	Kutistumassa sementtilaadun huomioiva kerroin
α_n	[-]	Osan normaalijännityksen suhde myötölujuuteen
α_s	[N/m]	Yksittäisen haan jousivakio
β	[°]	Kierteen puolikulma
β_{as}	[-]	Sisäisen kutistuman aikafunktio
β_c	[-]	Kerroin joka huomioi rajapinnan vinon puristuksen
β_{ds}	[-]	Kuivumiskutistuman aikafunktio
β_{RH}	[-]	Suhteellisen kosteuden funktio
γ_p	[-]	Pääteräksen sijainnista riippuva kerroin
δ_y	[m]	Rakenteen myötösiirtymä voiman suunnassa
ε^*	[-]	Venymäpiste, jonka jälkeen teräksen käyttäytyminen muuttuu
ε_c	[-]	Betonin suhteellinen muodonmuutos
ε_{ca}	[-]	Betonin sisäinen kutistuma
$\varepsilon_{ca,0}$	[-]	Betonin sisäisen kutistuman perusarvo
ε_{cd}	[-]	Betonin kuivumiskutistuma
$\varepsilon_{cd,0}$	[-]	Kuivumiskutistuman perusarvo
ε_y	[-]	Teräksen myötövenymä
κ_1	[-]	Raudoituksen vetovoiman hyötysuhde
κ_2	[-]	Kerroin raudoituksen taivutukselle
λ	[-]	Pilarin hoikkuusluku
λ_{lim}	[-]	Hoikkuusluvun raja-arvo
μ	[-]	Kitkakerroin
μ_n	[-]	Aluslevyn ja mutterin välinen kitkakerroin
μ_t	[-]	Mutterin ja kierteen välinen kitkakerroin
τ_{xy}	[MPa]	Poikittainen leikkausjännitys
ν	[-]	Betonin lujuuden pienennyskerroin
ν_a	[MPa]	Rajapinnassa vaikuttavan adheesion leikkauskapasiteetti
ν_d	[MPa]	Leikkausliittimen leikkauskapasiteetti
ν_n	[-]	Rakenteen normalisoitu aksiaalikuorma
ν_{ri}	[MPa]	Rajapinnan leikkauskapasiteetti
ρ	[-]	Raudoitussuhde
σ	[MPa]	Jännitys rakenteessa
σ^*	[MPa]	Jännitys joka vastaa ε^* venymää
σ_l ja σ_l^*	[MPa]	Venymää vastaava jännitystaso
σ_n	[MPa]	Rajapinnassa vaikuttava puristava jännitys
σ_{x1}, σ_{x2}	[MPa]	Osan vasemmalla ja oikealla puolella vaikuttava jännitys
φ_{ef}	[-]	Viruma-aste (ks. kohta 4.4.2)
ϕ_h	[m]	Haan halkaisija
ϕ_l	[m]	Leikkausliittimen halkaisija
ϕ_{pt}	[m]	Pääteräksen halkaisija
ϕ_{pt1}	[m]	Pilarin pääterästen halkaisija
ω	[-]	Mekaaninen raudoitussuhde
$[-]_{MON}$	[-]	Monoliittisen rakenteen arvo
$[-]_{STR}$	[-]	Todellisen rakenteen arvo

Lyhenteet

EC	Eurokoodi
ETA	European technical approval
FEM	Finite element method
fib	Fédération internationale du béton. Yhteiseurooppalainen betoniyhdistys.
IT-betoni	Itsetiivistyvä betoni
SAP	Superabsorbent polymer
SRA	Shrinkage-reducing admixture
VTT	Valtion teknillinen tutkimuskeskus

1 Johdanto

Pasilan asema-alue uudistuu ja vanha radan päälle rakennettu asemarakennus ei enää vastaa uudistuvan asema-alueen tarpeita. Uusi asema-alue koostuu kolmesta korttelista, joista alue saakin nimensä, Tripla. Yksi asema-alueen uusista kortteleista asettuu vanhan asemarakennuksen päälle. Tämän vuoksi asemarakennusta uudistetaan laajentamalla rakennusta muun muassa kasvattamalla kerrokorkeutta. Muutostöistä seuraa alkuperäisille rakenteille lisärasituksia, joita niitä ei ole suunniteltu kestävänsä. Tästä nousikin tutkimustarve Sweco Rakennetekniikka Oy:lle uusien mantteleiden vahvistusta varten. (YIT Oyj)

Betonipilareiden vahvistusmenetelmiä on useita, joista yksi yleisimmistä on betonimanttelointi. Mantteloinnilla tässä työssä tarkoitetaan pilarin ympärille valettavaa betonipakunnosta, joka kattaa vähintään pilarin kolme sivua. Mantteloinnilla on kaksi päätarkoitusta: rakennuksen pilarin kapasiteetin kasvattaminen tai vahingoittuneen rakenteen kuorman kantokyvyn palauttaminen. Betonimanttelin kuorman vastustuskyvyn kasvattaminen perustuu taivutusvastuksen ja puristuskapasiteetin kasvattamiseen. Kuormitus jaetaan tavanomaisesti pilarin ja mantteliosuuden välillä leikkausliittimin ja pilarin karhennetun pinnan välityksellä.

Manttelointi ei aseta rajoitteita käyttökohteelle, jos betonipoikkileikkauksen kasvattaminen on sallittua. Museoviraston suojelluissa kohteissa voi tulla tilanteita, jolloin poikkileikkauksen kasvattaminen ei ole sallittua ja on pohdittava muita vaihtoehtoja. Manttelointeja voidaan käyttää esimerkiksi asuin-, liike-, teollisuus- ja toimistorakennuksissa. Mantteloinnilla saadaan kasvatettua pilarin kuormituskapasiteetin lisäksi muun muassa pilarin jäykkyyttä, palonkestoaikaa ja ympäristön rasituksien kestävyyttä. Mantteloinnilla voidaan periaatteessa myös vähentää vanhalle pilarille tulevaa rasitusta, vaikka yläpuolinen kuormitus kasvaisikin.

Mantteloinnin toiminnan kannalta yksi oleellisimmista osista on pilarin ja manttelin rajapinnan leikkauskestävyys ja jäykkyys. Rajapinnan karhennussyvyydellä ja karhennustavalla on merkitystä rajapinnan leikkauskestävyyteen ja myös jäykkyyteen. Tiedossa on, että esimerkiksi betonijyrsimellä voidaan saavuttaa karhennettu pinta, mutta betonipintaan voi aiheutua mikrohalkeilua. Pinnan karhennuksella saavutettu karhennussyvyys määrittää osittain eurokoodin mukaisen leikkauskestävyyden. Karhennussyvyys saattaa tätä kautta rajoittaa käytettäviä karhennusmenetelmiä. Karhennusmenetelmiä saattaa rajata myös näiden aiheuttama tärinä tai melu, jos ympäröivä rakennus on vielä käytössä karhennuksen aikana tai jos ympäröivät rakenteet saattavat vaurioitua tärinästä.

Rakenteen yhteistoiminta herättää kysymyksiä, sillä pilari ja mantteli eivät toimi täysin yhdessä (ts. monoliittisesti). Monoliittisella pilarilla saavutetaan jäykempi rakenne ja suuremmat kanto-ominaisuudet. Rakenteen mitoitus hankaloituu mantteloiduissa pilareissa perinteisiin pilareihin verrattuna, sillä esimerkiksi symmetrisessä pilarin mantteloinnissa jähyysmomenttia on vaikea selvittää. (Ersoy et al. 1993, s. 292-293), (Júlio et al. 2005, s. 256-257)

Tiedossa on, että mikrohalkeilu heikentää betonin vetokestävyyttä, mutta menetelmiä valittaessa syntyi kysymys, onko mikrohalkeilulla vaikutusta rajapinnan välisessä kestävyyydessä ja mitä karhennusmenetelmiä olisi suositeltavaa käyttää, jotta vältytään heikentyneeltä rajapinnan toiminnalta.

Triplan pilareiden manttelointia varten nousi tarve selvittää, mikä olisi mahdollisimman kustannustehokas ja toimiva ratkaisu pilareiden pintakäsittelylle, sillä vahvistettavien pilareiden lukumäärä on niin suuri, että jokaisen pilarin karhennus ylhäältä alas asti joka sivulta aikaa vievällä menetelmällä tulisi erittäin kalliiksi.

Betonin hydratoituessa massalla on tapana kutistua ja painua, mikä saattaa aiheuttaa kutistumishalkeilua ja myös leikkausliittimien väljyyttä tai ylimääräisiä rasituksia. Työssä pohditaan, miten kutistumia voitaisi välttää työmaalla ja miten huomioida kutistumat suunnitelmassa rakennetta.

Aluksi työssä käydään läpi muutamia erilaisia esimerkkikäyttökohteita ja todetaan, mikä manttelin tehtävä rakennuksen kannalta on ja miten se on toteutettu. Mantteleiden mitoituksesta esitetään laskentamalli ja ohjeistavia suunnitteluratkaisuja.

Tässä työssä keskitytään pääasiassa pilarin kapasiteetin kasvattamiseen. Valtaosa periaatteista soveltuu myös mantteloiduille palkeille, mutta näiden eroavaisuudet on jätetty tietoisesti pois tutkimuksesta. Työn pääpaino on pilarin ja manttelin rajapinnan toiminnassa, sillä aihealue tuntuu oleva haastava suunnittelun kannalta. Työssä sivutaan rakenteen toiminnan periaatteita, kun mantteloitu pilari on kuormitettu dynaamisilla kuormilla, mutta työssä ei paneuduta tarkemmin aihe-alueeseen, sillä aihealueesta on tehty jo runsaasti tutkimuksia ja analysointeja (Bousias et al. 2007), (Ersoy et al. 1993), (Júlio et al. 2005), (Júlio ja Branco 2008), (Krainskyi et al. 2015), (a: Lampropoulos ja Dritsos 2011), (Thermou et al. 2007), (Thermou et al. 2014), (Vandoros ja Dritsos 2006), (Wang ja Hsu 2009).

Alustavan kirjallisuusselvityksen tuloksena suomalaisia selvityksiä aiheesta on rajattu määrä. Tuoreimpiin teoksiin kuuluu Timo Anttilan insinöörityö, jossa käydään läpi teräsbetonipilarin vahvistusmenetelmiä Suomessa. Työ kattaa suuren osan vahvistusmenetelmistä, mukaan luettuna mantteloinnin. Anttilan työ sisältää peruskäsitteet työmaateknikasta ja laskentamenetelmistä, mutta se ei pureudu syvemmin mitoitusmenetelmiin tai esimerkiksi rajapinnan toimintaan. Olli-Pekka Tynkkynen puolestaan on tehnyt sillan korjauksesta diplomityön, joka kattaa sillan kannen ja pilareiden korjauksen ja vahvistamisen. Työ on keskittynyt siltarakenteisiin ja siltojen kokonaistoimintaan, mutta työssä ei käsitellä rajapinnan toimintaa tai perehdytä syvällisemmin rakenteen yhteistoimintaan. (Anttila. 2014 s. 1-56), (Tynkkynen 2009, s. 1-3, 116)

2 Esimerkkikohteet

Esimerkkikohteissa tarkasteltiin betonimanttelin funktiota ja toteutustapoja. Työmaahenkilökunnan kanssa keskusteltiin, jonka perusteella tuotiin työmaiden haasteita esiin betonimanttelin valmistuksessa. Työssä on pyritty esittämään haasteet meneillään olevissa rakennuskohteissa ja esittämään ratkaisumalleja niiden ratkaisemiseksi tai nostamaan niitä esiin jatkotutkimuksia varten.

2.1 Aalto-yliopiston kirjasto

Aalto-yliopiston kirjaston tiloja päivitetään, kun Töölön ja Arabian kampuskirjastot tuodaan yhteen Otaniemen oppimiskeskukseen. Kirjaston tyhjennys alkoi toukokuussa 2015 ja päivityksen on tarkoitus valmistua marraskuussa 2016. Kirjaston ulkoseinät ottavat vastaan maanpainetta, joka siirretään kellarin lattian ja kellarin katon välityksellä jäykistävälle rungolle. Muutostyön yhteydessä alimman kellarin katto poistettiin, jotta tilasta saadaan avarampi. Laatan poistaminen tarkoittaa sitä, että maanpaineisinän tuki lähtee pois. Seinälle, puretun laatan kohdille, valetaan uusi seinään mantteloitu palkki (ks. Kuva 1), joka siirtää maanpaineen mantteloiduille pilareille, jotka ovat maanpaineisinällä. Maanpaine siirtyy ylemmän kerroksen laatalle ja kellarin lattiaan, josta vaakakuormat johdetaan jäykistävälle rakenteille. Kohteessa pilarin mantteloinnin tarkoituksena on kasvattaa pilarin taivutusvastusta, ei niinkään pystykuormien kantokykyä. (Nokelainen 2016)



Kuva 1. Kampuskirjaston mantteloitu pilari ja poistetun kerroksen kohdalle valettu palkki.

2.1.1 Työmaatekniikka

Vanhan pilarin rajapinnat karhennettiin hiekkapuhalluksella, koska piikkauksesta olisi aiheutunut runkoääniä ja tärinää, joka olisi saattanut vahingoittaa vanhoja yläpuolisia rakenteita. Pilaria kasteltiin päiviä ennen manttelin valua. Pilarin ja manttelin välissä ei ollut leikkausliittimiä, mutta pilarin haat ankkuroitiin seinään pääosin adheesioankkureilla ja palkkien kohdilla seinään porattiin reiät, joista haat pujotettiin seinän toisella puolella olevaan ohueen valuuun. Ulkopuolelle jäänyt ohut valu jouduttiin valamaan IT-betonilla, sillä valun paksuus oli vain noin 80 millimetriä ja betonivaihtoehdolla pyrittiin varmistamaan, että seiniin tehdyt reiät täyttyivät. (Nokelainen 2016)

Manttelissa pystytettiin muuten käyttämään tavanomaista betonimassaa, itsetiivistävän betonin sijasta, sillä manttelin paksuus oli riittävän suuri, että valuputki saatiin vietyä pohjalle. Tavallisella betonimassalla pystytään myös saavuttamaan pienemmät kutistumat kuin itsetiivistyvällä, koska vesisementtisuhde ja betonin rakeisuus voitiin valita sopivaksi. Mantteli ulotettiin alapuoliseen kallioon asti, mikä vuoksi betonin piti olla vesitiivistä betonia. Valu tapahtui yläpuolisen laattaan tehdyn reikien kautta, mitä kautta pystytettiin myös tekemään sauvatärytys. Muottikalustona käytettiin lautamuotteja, jonka tunnusomaista muottipintaa käytetään arkkitehtonisena elementtinä (ks. Kuva 1). (Nokelainen 2016)

2.1.2 Muuta kohteessa ja tutkittavaa

Poistetun tason vuoksi vanhoihin jäykistäviin rakenteisiin kohdistui liikaa kuormaa ja kasvavan liikennevirran vuoksi kohteeseen tehtiin uusi hissikuilu, joka pienentää jäykistävien rakenteiden jännityksiä. Rakentamisen ajaksi rakennusta ympäröivä maa-aines täytyi kaivaa pois, jotta seiniin ei kohdistuisi maanpainetta purkutyön ja mantteleiden valujen aikana. Mielenkiintoiseksi arkkitehtoniseksi elementiksi jätettiin myös puretun tason vanhojen palkkien päät, joista vain hiottiin raudoituksen terävät kulmat pois (ks. Kuva 2). Haastattelun yhteydessä ilmeni, että ilmeisesti tietyt betonilaadut ovat ilmeisesti niin kovia, ettei perinteisillä menetelmillä (mm. vesipiikkaus) ole saatu pintaa karhennettua. Kyseisen teollisuuskohteen betonilaadusta ei ollut tietoa. (Nokelainen 2016)



Kuva 2. Palkkien päät jätettiin arkkitehtoniseksi elementiksi.

2.2 Helsingin Olympiastadion

Helsingin olympiastadion ei toteuta nykypäivän laadukkaan areenan vaatimuksia. Muun muassa noin puolet katsomoalueesta on kattamatonta. Uudistetusta Olympiastadionista kaavaillaan monitoimiareenaa, johon rakennetaan 19 290 bruttoneliötä uusia tiloja, jolloin koko rakennuksen laajuus saavuttaa 40 720 bruttoneliötä ja katsomot aiotaan kattaa lähes kokonaan. Uuden katoksen kuormat siirtyvät katsomon alla olevien pilareiden ja kehäpalkkien kautta maaperään ja katsomon alapuolinen kehäpalkki siirtää katokselta siirtyvät vaakakuormat maaperään. Rakennus on suojeltu rakennus, joten kaikki suunnitelmat ovat ennen rakennusvalvonnan hyväksyntää kiertäneet museoviraston kautta. Olympiastadionin muutostyöt alkoivat 2015 marraskuussa ja sen on kaavailtu valmistuvan vuoteen 2019 mennessä. (Stadion-säätiö), (Tourunen 2016)

2.2.1 Työmaatekniikka

Ympäröivien rakenteiden purkuvaiheessa ongelmia tuotti alkuperäisten materiaalien, kuten asbestilevyjen purku. Asbestituotteet luokitellaan ongelmajätteeksi ja niiden käsittelyyn on suojauduttava erittäin hyvin (Aluehallintovirasto 2016). Kaikki ympäröivät palkit piikattiin auki kehäpalkin ympäriltä ja ne liitetään uuteen mantteliin (ks. Kuva 3). Kehäpilarit olivat jo kertaalleen mantteloituja. Alkuperäisesti tarkoituksena oli piikata vanha mantteli pois, raudoittaa ja valaa mantteli paksumpana uudelleen. Betoni oli kuitenkin niin kovaa, että kahden päivän piikkaustuloksena manttelin pinnasta noin puolentoistametrin korkuiselta alueelta oli saatu noin 20 millimetriä purettua. Muun muassa aikataulusyistä vanha mantteli päätettiin jättää uuden manttelin sisään. Kaikki pinnat karhennetaan piikkaamalla. (Tourunen 2016)



Kuva 3. Palkit piikattiin auki siten, että betoniteräkset näkyvät.

Rakenteita ei pystytä kastelemaan perinteisesti vesiletkulla, sillä viereiset tilat saattavat kärsiä tällöin vesivahingoista. Kastelu suoritetaan tämän vuoksi höyryttämällä. Kehäpalkin vaakaosuudet menevät useiden kevyempien rakenteiden läpi ja vierestä menee muun muassa putkia joita ei aiota purkkaa. Kentän puoleisessa päässä palkki kiinnitetään vahvistettuihin perustuksiin, jossa raudoitukset hitsataan toisiinsa yhteen. Ahtaat työskentelytilat asettavat raudoitukselle ja muotitukselle omat haasteensa (ks. Kuva 4). Manttelit valetaan ahtaiden valujen vuoksi IT-betonilla ja valu tapahtuu viidessä osassa lähinnä muottipaineen vuoksi. Valupaineen vuoksi pilariin kiinnitetään kierretankoja, jotka toimivat muottisiteinä, joiden lisäksi betonipilariin tulee adheesiomassalla kiinnitettyjä betoniteräksiä. Valu itsessään tapahtuu aina jokaisen valukerroksen alapuolelta, jotta betonimassassa ei tapahdu erottumista. (Tourunen 2016)



Kuva 4. Kehäpalkin raudoitus tapahtui ahtaissa työskentelytiloissa.

2.2.2 Muuta kohteessa

Kehäpalkin perustukset ovat katsomon alapuolella, jonne ei laitteistolla ole pääsyä tai tilaa toimia. Tämän vuoksi perustuksien kallioankkurit jouduttiin poraamaan ja asentamaan katsomon laatan läpi. Koko stadionin keskusalue uudistetaan, ja samalla sen ympäri rakennetaan huoltotunneli, joka kiertää koko stadionin. Myös olympiastadionin sisäänkäynti uudistetaan ja rakennukseen rakennetaan myös toinen sisäänkäynti. (Tourunen 2016)

3 Työmaatekniikka

Rakenteen pinta voidaan karhentaa esimerkiksi piikkaamalla, jotta pilarin ja manttelin väliin saadaan suuremmat mekaaniset adheesio-ominaisuudet (kitkasta ja kiviainesten välisestä lukittautumisesta lisää kohdassa 4.5). Pilariin kiinnitetään tavanomaisesti leikkausliittimiä, esimerkiksi harjaterästankoja, jotka on kiinnitetty kemiallisella ankkurointimassalla pilariin porattuihin reikiin. (Hilti Corporation 2014, s. 530-534), (Courard 2013, s. 73)

Tietyille rakennustuotteille on vaadittu 1.7.2013 lähtien ETA:n hyväksymä CE-tuotehyväksyntämerkintä. Tämä rajoittaa muun muassa käytettävissä olevien kemiallisten ankureiden valintaa, sillä tuotehyväksyntä saattaa koskea tiettyjä harjateräs- tai betonilaa- tuja, jotka eivät sovellu rakennettavaan kohteeseen. Ankkurointimassojen käyttöikä on huomioitava suunniteltaessa, sillä ankkurointimassojen tarkistus tai vaihtaminen käyttöiän loputtua on mahdotonta purkamatta rakennetta. (Virta 2013)

Uuden ja vanhan rakenteen välisiä kutistumiseroja pyritään vähentämään esimerkiksi kastelemalla alkuperäistä pilaria ennen manttelin valamista ja/tai valitsemalla betonimassa mahdollisimman kutistumattomaksi. Rakenteen suorituksessa ja suunnittelussa tulisi tukeutua standardiin SFS-EN 13670, jossa on annettu betonirakenteiden toteutukseen ja toteutusluokkaan ohjeet. Vanhoja Suomen Rakentamismääräyskokoelmien rakenne- luokkia ei tulisi enää käyttää, vaan tulisi siirtyä edellä mainitun standardin mukaisiin toteutus- ja toleranssiluokkiin. (SFS-EN 13670, 2010 s. 2-59)

3.1 Rajapinnan valmistelu

Betonipilarin pinnan valmistelu on rajapinnan liitoksen toiminnan kannalta oleellisin osuus, jotta voidaan soveltaa kohdassa 4.5 esitettyjä laskentamalleja. Betonipilarin karhennuksella pyritään saamaan manttelin ja pilarin toiminta mahdollisimman monoliittiseksi, jolloin sementtiliima poistetaan betonin pinnasta. On osoitettu, että rajapinnan lävistävät tangot lisäävät liitoksen sitkeyttä, rajapinnan karhennus lisää energian absorptio- kykyä sekä näiden yhdistäminen lisää rakenteen jäykkyyttä. Rajapinnan kestävyys riip- puu viidestä päätekijästä, joita ovat betonipilarin mikrohalkeilu, sementtiliiman poistami- nen, pinnan puhtaus ennen pintakäsittelyä ja uuden betonin kovettuminen. Vanhan beto- nin pintaan suositellaan levitettävän tartunta-ainetta, jolla parannetaan tartuntaomai- suuksia. (Santos ja Júlio 2012, s. 447)

Rajapinnan karhennuksesta johtuvista kestävyyttä heikentävistä tekijöistä mainittaneen mikrohalkeilun, jota esiintyy etenkin heikommassa betonilaaduissa ($\leq C30/37$) niitä käsi- tellessä karkeilla menetelmillä. Karkeiksi menetelmiksi voidaan laskea jyrsiminen, liek- kiharjaus ja piikkaus. Betonin puristuskestävyyteen mikrohalkeilulla ei ole merkittävää vaikutusta. Vetokoe on yksinkertainen ja verrattain edullinen tapa selvittää onko raken- teeseen syntynyt mikrohalkeilua. Vetokoe antaa arvion onko rakenteessa mikrohalkeilua, mutta mikrohalkeilun määrän voidaan tarkistaa esimerkiksi ohuthietutkimuksella. Hal- keillut betoni tulisi poistaa pinnasta riittävän tartunnan saavuttamiseksi.

Betonipilarin pintaa tulisi kastella ennen manttelin valamista. Betonipilarin ollessa kuiva pääsee mantteli kuivumaan myös sisäänpäin. Kasteluajan tulisi riippua mantteloitavan

pilarin koosta ja huokoisuudesta. Kastelulla saadaan kutistumaerojen ehkäisyn lisäksi aikaan pilarin ja manttelin väliin spesifinen adheesio, eli pohja-materiaalin ja sementtitiili-män molekyyliden välinen vuorovaikutus. RIL 174-4 ohjeistaa vanhan pilarin kastelun kestoksi ennen manttelin valua noin viikon (kutistumista lisää kohdassa 4.4.1 ja 4.4.3). (Bell 1978, s. 626), (Berghäll 1988, s. 116), (Courard 2001, s. 154), (Courard et al. 2014, s. 73-79).

3.1.1 Karhennusmenetelmät

Työmaiden keskusteluiden ja alustavan kirjallisuusselvityksen perusteella valikoitiin karhennusmenetelmien oleellisiksi vertailu kriteereiksi seuraavat tekijät. Jätteen määrä, käsittelysyvyys, melu, mikrohalkeilu, runkoääni/tärinä ja tartuntapinta. (Nokelainen 2016), (Tourunen 2016)

Betonijyrsimillä voidaan nopeasti ja tehokkaasti käsitellä vaakapinnat, mutta pystypinnoilla jyrsimien käyttö on hidasta. Jyrsin ei sovellu ahtaisiin paikkoihin ja menetelmällä on suuri riski mikrohalkeilulle ja kiviaineksen vaurioitumiselle. Menetelmällä on hankala saavuttaa tasalaatuista pintaa, mutta koneen käyttäjäksi soveltuu melko kokematonkin työntekijä. Jyrsintäsyvyys voi olla jopa 25 millimetriä. Tartuntapinta muun muassa mikrohalkeilun vuoksi ei ole optimaalinen leikkauskuormien siirtämiseen. Menetelmää ei suositella, jos betonin lujuusluokka on alle C30/37. Jyrsintänopeus riippuu valittavasta kalustosta. Vaakapinnoilla voidaan päästä 100 m²/h käsittelynopeuksiin, mutta pystypinnat ovat huomattavasti tätä hitaampia. Yläpuolisia rakenteita ja pystypintoja käsitellään pääsääntöisesti käsikäyttöisillä jyrsimillä, sillä työnnettävät/itsevetävät jyrsimet voivat painaa 50-1000 kiloa, jolloin niiden ajattaminen vaakapinnalla on haasteellista. Käsikäyttöisten jyrsimien etuna verrattuna puhallusmenetelmiin on niiden helppo liikuteltavuus. Tilan salissa voidaan käyttää kaivinkoneeseen kiinnitettyjä jyrsimiä, jotka nopeuttavat toimintaa. Käyttäessä kaivuria on kuitenkin huomioitava, että kaivurin käsittely on melko kömpelöä, jolloin kaivuri saattaa aiheuttaa ylimääräisiä vaakakuormia jyrsittäessä. Jyrsimien työnopeutta on vaikea arvioida, sillä nopeus riippuu muun muassa betonin kovuudesta, kiviaineksen määrästä ja jyrsimen mallista. (Deryk 2002, s. 37), (Courard et al. 2014, s. 76-79), (SILKO 1.203 2002, s. 23), (Kopadi Oy 2015, s. 17), (Vesamäki 2016), (Viljanen 2016)

Hiekkapuhallus soveltuu hyvin laajojen pintojen käsittelyyn ja se ei vahingoita kiviainesta tai aiheuta mikrohalkeilua. Negatiivisena puolena menetelmällä on, että se on äänekäs, sotkuinen ja karhennussyvyyttä on vaikea hallita käsin. Menetelmä ei aiheuta kuitenkaan runkoääniä karhennuksessa, minkä vuoksi hiekkapuhallus onkin suosittu menetelmä korjausrakentamisessa, sillä tärinä ei aiheuta vahinkoa liittyviin rakenteisiin. Menetelmää käytettäessä kohde on suojattava huolellisesti, sillä hiekkapuhallusjätettä ei saa levitä ympäristöön etenkin kaupunkialueella. Puhallusmenetelmiä ei tulisi käyttää, jos pinnassa on lyijyperäisiä maaleja, sillä lyijypartikkelit pääsevät leviämään ympäröivään ilmaan. Tasalaatuisten pinnan saavuttaminen vaatii ammattitaitoisen laitteen käyttäjän. Hiekkapuhalluksella käsittelysyvyys on alle 3 millimetriä. Tutkimusten mukaan hiekkapuhallettu pinta kuitenkin tarjoaa parhaat tartuntaolosuhteet. Hiekkapuhallukseen vaadittava välineistöön kuuluu puhdistus- ja suojauskalustoa lukuun ottamatta, hiekkasiilot, kompressorit, puhallus- ja ilmaletkut. Hiekkapuhalluksen käsittelynopeus vaihtelee välillä 25-75 m²/h. (Courard et al. 2014, s. 73-79), (a: Kivimäki 2011, s. 20), (Nokelainen 2016), (Santos et al. 2007, s. 1688-1695), (SILKO 1.203 2002, s. 24), (Deryk 2002, s. 37), (Kolehmainen 1995, s. 255), (Reitz 1994, s. 55), (Ratu 82-0379)

Korkeapainepesussa pinnat käsitellään ensin sementtiliimaa pehmittävällä liuoksella, jonka jälkeen pinta pestään korkeapainepesurilla. Korkeapainepesurin suihkutuspaine on tavallisesti luokkaa 15-25 MPa. Lujuusluokassa C35/45 rajapinnan vetokokeessa pinnan vetolujuus vastaa piikattua pintaa, mutta betoniluokan alentuessa tartunta paranee. Tutkimuksien mukaan lujuusluokassa C50/60 pinta ei kestä yhtään vetoa, jolloin pinta vastaa käsittelemätöntä pintaa. Korkeapainepesurin suihkupäätä ei tarvitse kiinnittää erikseen esimerkiksi puomiin kuten vesipiikkauksessa, mutta menetelmän vaikutussyvyys jääkin alle 5 millimetriin. Korkeapainepesun kalustoon kuuluu puhdistus- ja suojauskalustoa lukuun ottamatta muun muassa esikäsittely kemikaalit ja niiden levitysvälineet (siveltimet tai suuttimet), korkeapaineen veden kestävä putkisto, paineyksikkö, paineyksikön kauko-ohjauslaitteet, suuttimet, suuttimen varret ja näiden ohjauslaitteet, tiivistet, vesisäiliöt ja vesisuodattimet. (Courard et al. 2014, s. 76-79), (SILKO 1.203 2002, s. 25), (Kolehmainen 1995, s. 255), (b: Kivimäki 2011, s. 10)

Liekkiharjauksessa betonipinta irtaana räjähdysmäisesti, kun se kuumennetaan noin 3100 asteeseen, jolloin betonin sisäiset lämpötilaerot ja harja yhdessä rikkovat pinnan. Liekkiharjaus sopii sekä pysty-, että vaakapinnoille. Liekkiharjauksen vaikutussyvyys on alle 3 millimetriä. Liekkiharjattu pinta on aina käsittelyn jälkeen suihkupuhdistettava. Menetelmässä on riskinä kiviaineksen rikkoutuminen ja betonin mikrohalkeilu. Liekkiharjaukseen käsittelynopeus on tavanomaisesti luokkaa 0,02-0,03 m/s. (SILKO 1.203 2002, s. 25), (Kolehmainen 1995, s. 255)

Neulapiikkaus (ks. Kuva 5) on tavalliseen piikkaukseen verrattuna alusmateriaalin kannalta turvallisempi vaihtoehto, jolloin mikrohalkeilun ja kiviaineksen vaurioitumisriski pienenee. Neulapiikkauksella saadaan helposti tasalaatuista pintaa jopa melko kokemattomankin käyttäjän tekemänä. Menetelmä on kuitenkin, kuten tavanomainen piikkaus, äänekästä ja hidasta. Joissain tapauksissa piikkauskoneen terä on vaihdettavissa, jolloin erillisen neulapiikkauskoneen hankkiminen ei ole tarpeellista. Menetelmän käsittelysyvyys on alle 3 millimetriä. Neulapiikkaukselle työnopeutta on vaikea arvioida, sillä nopeus riippuu betonin kovuudesta, piikkauskoneen mallista ja piikkaajan kokevuudesta. (Deryk 2002, s. 37) (Bluey Technologies Pty Ltd 2016, s. 12)

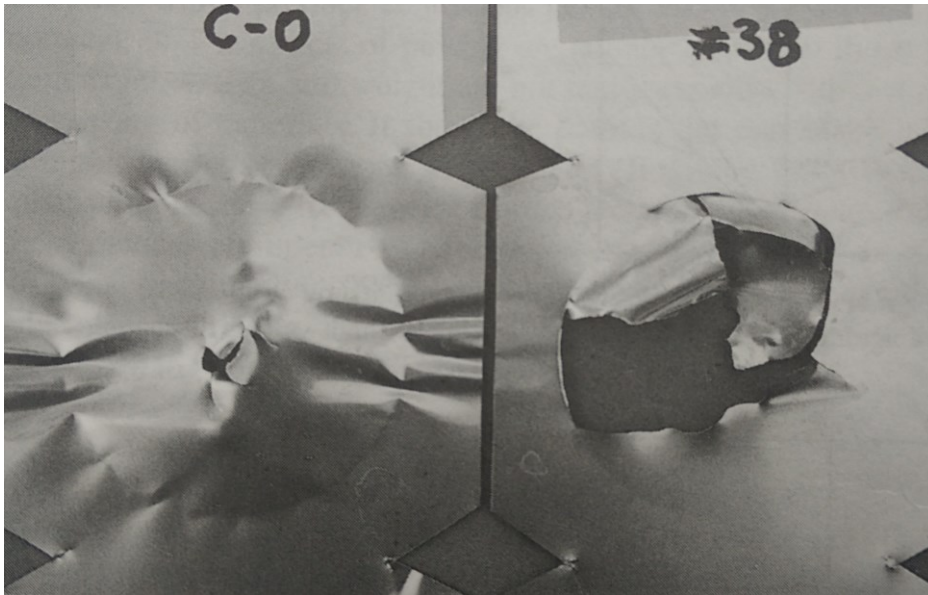


Kuva 5. Kevyellä kahustolla neulapiikkaus soveltuu myös esimerkiksi maalipinnan poistoon. (Wikimedia commons 2009)

Piikkausvälineet kuuluvat yleiseen työmaakalustoon ja ne ovat helppokäyttöisiä. Piikkaus soveltuu melko kokemattomallekin käyttäjälle ja sitä voidaan käyttää helposti paikallisiin kohtiin, joihin muut menetelmät eivät sovellu (kuten esimerkiksi veden alaisiin kohteisiin). Piikkauksessa pinnasta on kuitenkin hankala saada tasalaatuista. Pinnan karhennukseen käytettävä piikkausvasaran on oltava kevyt- (< 5 kg) tai keskiraskas (5-15 kg). Menetelmä on kuitenkin hidas ja äänekäs ja piikkausvasaraa on hankala käsitellä ahtaissa paikoissa. Piikkauksen vaarana on kiviaineksen vaurioituminen ja betonin mikrohalkeilu, jonka takia tartuntapinta ei ole paras leikkausvoiman siirtämiseen. Menetelmää ei suositella, jos betonin lujuusluokka on alle C30/37. Betonin piikkaus yli C50/60 lujuusluokassa alkaa olla niin työlästä, että menetelmän vaihtoa kannattaa harkita. Piikkausvälineistöön kuuluu kompressori, kulmahiomakone, piikkausvasara ja vaihdettavat terät. Piikkaukselle työnopeutta on vaikea arvioida, sillä nopeus riippuu betonin kovuudesta, piikkaukseen mallista ja piikkaajan kokeneisuudesta. (Deryk 2002, s. 37), (Courard et al. 2014, s. 76-79), (a: Kivimäki 2011, s. 20), (SILKO 1.203 2002, s. 3, 13-14), (Kolehmainen 1995, s. 255)

Vesihiekkapuhalluksella ei jätettä tule ilmaan yhtä paljon, kuin hiekkapuhalluksessa ja se on myös tavoista hiljaisempi. Menetelmä on kuitenkin hitaampi kuin hiekkapuhallus. Osasyynä tähän on betonin pintaan jäävä liete, joka on poistettava heti korkeapainepeurilla. Menetelmän käsittelysyvyys on alle 3 millimetriä. Vesihiekkapuhallukseen vaadittava välineistöön kuuluu puhdistus- ja suojauskalustoa lukuun ottamatta muun muassa hiekkasiiloja, kompressori, puhallus- ja ilmaletkuja. Vesihiekkapuhalluksen käsittelynopeus vaihtelee välillä 9-12 m²/h. (a: Kivimäki 2011, s. 20), (Kolehmainen 1995, s. 255), (SILKO 1.203 2002, s. 24)

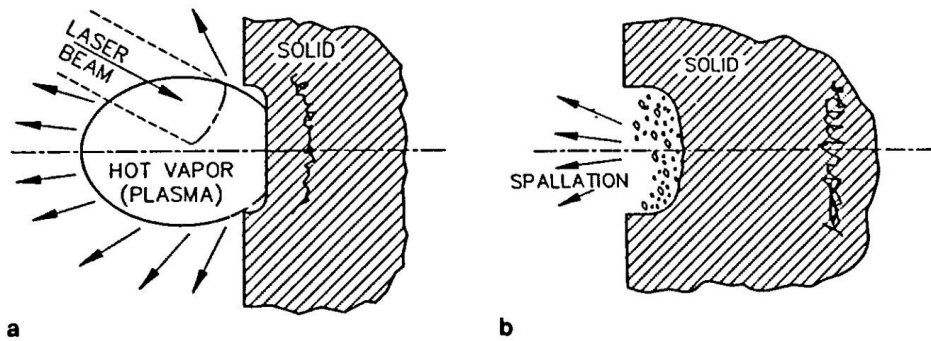
Vesipiikkauksella ei vahingoiteta kiviainesta tai betoniteräksiä, eikä menetelmästä aiheudu runkoääniä. Tasalaatuisen pinnan saavuttaminen vaatii kuitenkin ammattitaitoisen käyttäjän. Vesipiikkaus on muihin piikkausmenetelmiin verrattuna nopeampi, mutta veden poistosta on pidättävä huolta. Vesipiikkauksessa vettä suihkutetaan rakenteeseen 70-260 MPa paineella. Vesipiikkauksella vaikutussyvyys on yli 5 millimetriä ja menetelmä soveltuu myös koko rakenteen purkamiseen. Vesipiikkauksessa paine on niin kova, että käsin ohjailtava suihkupää on kiinnitettävä telineeseen tai puomiin. Tilan salliessa voidaan käyttää myös ajoneuvoon kiinnitettävää suihkupäätä, mutta nämä ovat useimmiten tarkoitettu vaakapinnoille. Vesipiikattu pinta antaa erittäin hyvän tartuntapinnan. Vesipiikkausvälineet eroavat suuresti myös toisistaan. Tehokas menetelmä on impulssi-menetelmä, jossa vettä syötetään paineella tiheinä impulsseina, kun taas vastaavalla energialla jatkuvana suihkuna menetelmä ei tuota yhtä hyvää tulosta (ks. Kuva 6). Menetelmää ei suositella, jos betonin lujuusluokka on yli C40/50. Vesipiikkaus kalustoon kuuluu puhdistus- ja suojauskalustoa lukuun ottamatta muun muassa paineyksikkö, paineyksikön kauko-ohjauslaitteet, suuttimet, suuttimen varret ja näiden ohjauslaitteet, tiivistet, ultra-keapaineen veden kestävä putkisto, vesisäiliöt ja vesisuodattimet. Vesipiikkauksen nopeus riippuu betonin koostumuksesta. Käsittelynopeus 30 mm kerroksen käsittelysyvyydellä vaihtelee 7-13 m²/h. (Courard et al. 2014, s. 76-79), (Deryk 2002, s. 37), (Vesipiikkaus Oy), (SILKO 1.203 2002, s. 3, 17.), (Kolehmainen 1995, s. 255), (Vijay 1998, s. 26-28)



Kuva 6. Ruostumattomiin teräskappaleisiin kohdistettu jatkuvasuihku (C-0, $E=20$ kJ) ja impulssisuihku (#38, $E=3,5$ kJ). (Vijay 1998, s. 28)

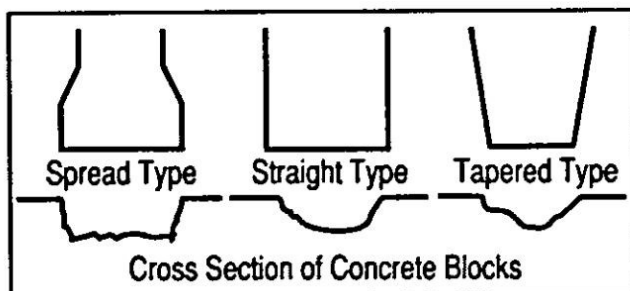
Kuivajääpuhallus on Suomessa uudehko menetelmä, jossa kuivajääkiteitä puhalletaan karhennettavaan pintaan. Menetelmä on alun perin kehitetty Yhdysvalloissa sukellusveineiden sisätilojen päällysteiden irrottamiseen, sillä suljetuissa tiloissa tarvittiin rajallisen ilmanvaihdon takia turvallinen korjausmenetelmä. Suuremmat jääkiteet aiheuttavat rakenteeseen halkeamia, jolloin pienemmät kiteet tunkeutuvat halkeamiin, kasvattaen alkavia halkeamia. Kuivajää on -73 asteista, minkä vuoksi betonissa tapahtuu myös lämpöshokin aiheuttamaa halkeilua. Jääkiteiden iskeytyessä betoniin ne höyrystyvät, jolloin ylimääräistä vettä ei roisku ympäristöön. Menetelmä ei tuota pölyä eikä ylimääräistä vettä pääse ympäristöön muussa, kuin höyrymuodossa. Menetelmää käytetään enemmän pintojen puhdistukseen, mutta menetelmää on myös käytetty pintojen karhentamiseen. Kuivajääpuhallukseen vaadittava välineistöön kuuluu puhdistus- ja suojauskalustoa lukuun ottamatta muun muassa kompressori, puhallus- ja ilmaletkut. Kuivajääpuhalltimissa on usein integroitu kuivajääsiilo. (Nokelainen 2016), (Reitz 1994, s. 57), (Young 2003, s. 152,157-158)

Laser-ablaatio menetelmässä laserin fotonien energia muuntuu betonin pinnassa partikkeleiden värähtelyksi, joka tuottaa lämpöä. Pinnassa lämpöshokin seurauksena tapahtuu betonin lohkeilua, sulamista, haihtumista ja höyrystymistä. Menetelmässä pinnasta lohjennut betoniaines on siivottava ennen uutta laser-pulssia, jotta laser saadaan kohdistettua puhtaalle betonipinnalle. Menetelmän käyttöä on tutkittu ydinvoimaloiden radioaktiivisen betonipinnan poistamiseen. Tutkimuksissa on todettu, että sementtiliima sulaa ja haihtuu pois (ks. Kuva 7 kohta a), kun taas betonin kiviaines halkeilee lämpötilaerosta ja lohkeilee (ks. Kuva 7 kohta b). Menetelmän toimivuus on riippuvainen betonin koostumuksesta. Tietävästi menetelmää ei ole vielä käytetty Suomessa. Sulaneesta pinnasta tulee sileä, mutta pintaan tehdyillä roiloilla (ts. vaarnoilla) on potentiaalia kasvattaa pintojen välistä leikkauskestävyyttä. (Reitz 1994, s. 55-56), (Savina et. al. 1999, s. 284, 287)



Kuva 7. Laser-ablaatio menetelmässä a) sementtiliima sulaa ja haihtuu ja b) kiviaines lohkeaa. (Reitz 1994, s. 55)

Mikroaalto menetelmässä betoniin ohjataan mikroaaltoja aallon-ohjauspäillä (ks. Kuva 8), jotka lämmittävät betonia ja sen sisässä olevaa vettä, jonka seurauksena betoni halkeilee. Betoni on luonnostaan hyvä absorboimaan mikroaaltoja, toisin kuin teräs. Harjate-rästen on todettu aiheuttavan vähäistä vaikutusta betonipinnan käsittelyyn, mutta suurem-mat metalliosat saattavat vähentää menetelmän tehokkuutta. Mikroaalto menetelmällä vaikutussyvyyydeksi on saatu jopa 30 millimetriä yhdellä käsittelykerralla. Käsittely-syvyys riippuu kuitenkin muun muassa aallon-ohjauspäistä, koska mitä suuremmalle alu-eelle mikroaallot ulottuvat, sitä pienempi on menetelmän vaikutussyvyys. Menetelmä ei aiheuta mekaanista rasitusta rakenteeseen, on kuiva ja tuottaa vain vähän pölyä. (Reitz 1994, s. 56-57)



Kuva 8. Mikroaaltojen aallon-ohjauspää vaikuttaa menetelmän vaikutussyvyyteen. (Reitz 1994, s. 56)

Taulukko 1 esittää tarkasteltavien menetelmien yhteenvetoa, josta käy ilmi jäljempänä esitellyt menetelmät ja niiden edut, haitat, käsittelysyvyydet sekä tuntemattomat seikat.

Taulukko 1. Tarkasteltavien menetelmien yhteenveto.

Menetelmä	Melu	Runko- ääni	Mikro- halkeilu	Jäte	Tartunta- pinta	Käsittely- syvyys
Betonijyrsin ²⁾	-	-	-	+	-	< 25 mm
Hiekkapuhallus	+	++	++	-	++	< 3 mm
Korkeapainepesu ¹⁾	+	++	++	+	+	< 5 mm
Liekkiharjaus ²⁾	-	-	-	+	-*	< 3 mm
Neulapiikkaus	-	+	+	+	+	< 3 mm
Piikkaus ²⁾	-	-	-	+	-	> 3 mm
Vesihiekkapuhallus	+	++	++*	-	++*	< 3 mm
Vesipiikkaus	+	++	++	+	++	> 5 mm
<i>Lisätutkimuksia tarvitsevat menetelmät (ei suositella käytettäväksi ennen lisätutkimuksia)</i>						
Kuivajääpuhallus	+	-	-	++	++*	Ei tietoa*
Laser-ablaatio	-*	-*	-*	-*	-*	Ei tietoa*
Mikroaalto	-*	-*	-*	-*	++*	< 30 mm

- = Huono, + = Tyydyttävä, ++ = Hyvä, * = Tarvitsee lisätutkimusta, ei riittävästi tietoa.
¹⁾ = Ei saa käyttää yli C30/37 lujuusluokassa,
²⁾ = Ei suositella käytettäväksi alle C30/37 lujuusluokissa

Verrattaessa hiottua, hiekkapuhallettua, piikattua, vesipiikattua (250 MPa), harjattua, märkähiekkapuhallettua, jysäytettyä ja korkeapainepestyä (12 MPa) pintaa, osoittautui vetokokeen perusteella, että hiekkapuhalluksella ja vesipiikkauksella saatiin paras tartunta-pinta, vaikkakin karkeuden tasaisen laadun saavuttaminen edellyttää erittäin ammattitaitoisia tekijöitä. On tiedossa myös tapauksia, joissa betoni on niin kovaa, ettei piikkaus tai vesipiikkaus ole kuluttanut pintaa riittävän tehokkaasti (vrt. kohta 2.2). Menetelmistä liekkiharjausmenetelmä on harvinaisempi Suomessa, kuin muut tunnetut menetelmät. Suomessa ei tietyvästi ole käytetty laser-ablaatio- ja mikroaaltomenetelmiä. Mikroaaltomenetelmästä on kokemuksia rakenteiden kuivaamiseen liittyen, mutta ei pintojen käsittelystä. Karhennusmenetelmien lopullinen valinta on kuitenkin monisyinen tapaus, jossa useat asiat vaikuttavat toisiinsa. (Courard et al. 2014, s. 76-79), (Deryk 2002, s. 37), (Nokelainen 2016), (Tourunen 2016)

3.1.2 Karheuden mittaaminen

Eurokoodissa (EC) pinnan leikkauskapasiteettia laskettaessa jaetaan pinnan karheet hyvin sileään, sileään, karheaan ja vaarnattuun pintaan (Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 77). Pinnan karheuden määrittäminen on kuitenkin riippuvainen karheuden mittaajasta. Tämä voi aiheuttaa pinnan leikkauskapasiteetin yliarvioimista, joka saattaa johtaa manttelin betonipinnan halkeiluun ja pahimmassa tapauksessa rakenteen pettämiseen. Kohdan 4.5 yhtälössä (18), esitetään leikkauksen laskukaava, joka pohjautuu mitattuun keskimääräiseen karhennussyvyyteen lasihelmimenetelmällä, jolloin saadaan pinnan karheudelle todellisuutta vastaavampi arvo. Lasihelmimenetelmä ei kuitenkaan ole suoraan sovellettavissa pystypinnoille. Luotettavampi menetelmä pystypinnoille olisi optinen menetelmä, jossa laserskannerin avulla mitataan pinnan karheus. Optisella menetelmällä pinnan karheus on kuitenkin pienempi, kuin lasihelmimenetelmällä mitattu arvo. (fib 2010, s. 265-267), (Santos et al. 2007, s. 1688-1695)

Lasihelmimenetelmällä metallilieriö täytetään tasaiseksi 0,25 millimetrin lasihelmillä. Lieriö käännetään puhdistuksen jälkeen tarkasteltavalle pinnalle ja levitetään pyörein liikkein tasaisesti ympyränmuotoiselle alueelle, kunnes levitin koskettaa kiviainekseen. Levityksen jälkeen mitataan leviämisen halkaisija neljästä eri kohdasta ja otetaan keskiarvo. Koe toistetaan pinnalla neljä kertaa satunnaisessa pisteessä. Koetulokset syötetään yhtälöön (1), josta lasketaan betonipinnan makrokorkeus. (PANK-5103 1997, s. 1-4)

$$R_t = \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot D^2} \quad (1)$$

missä R_t on lasihelmimentelmän makrokorkeus [m]
 D on lasihelmien leviämisen keskiarvo [m]
 V on lasihelmimentelmässä käytetyn lieriön tilavuus [m³]
 (PANK-5103 1997, s. 1-4)

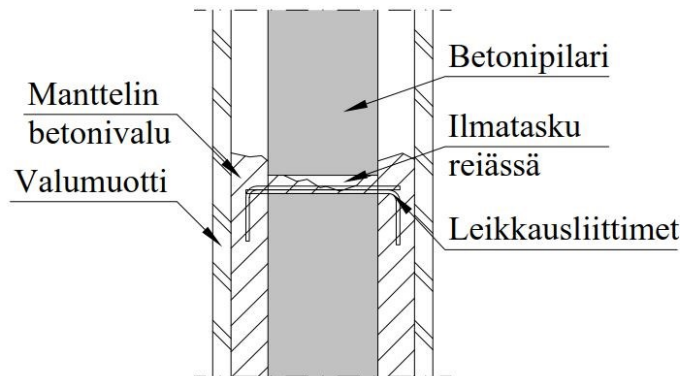
Optisessa menetelmässä pinta laserskannataan, josta voidaan laskea muun muassa pinnan keskimääräisen karheuden, keskimääräisen huippukorkeuden, keskimääräisen uomakorkeuden ja kolmanneksi korkeimman pisteen huippukorkeuden keskiarvo. Pinnasta voidaan luoda 3D-malli, riippuen skannerista. On kuitenkin suositeltavaa käyttää maksimi huippujen välistä uomasyvyyttä, karhennussyvyyttä yhteensä tai maksimi uomasyvyyttä, jos halutaan tulosten vastaavan paremmin lasihelmimenetelmän antamia arvoja. Optisen menetelmän etuna on, että mittausten suoritus ei muuta pinnan karheutta toisin, kuin esimerkiksi lasihelmimenetelmä, jossa lasihelmien levittämisen joudutaan olemaan kosketuksissa betonipintaan ja betonipinnan karheus saattaa muuttua. Useimmiten tämä ei kuitenkaan ole ongelma, sillä aiheutettu muutos karheuteen on niin pieni. (Courard et al. 2014, s. 73-79), (Santos et al. 2007, s. 1688-1695)

3.2 Leikkausliittimet

Yleisimmät leikkausliitostavat ovat adheesiomassalla kiinnitetty harjateräs, betonipilarin läpi pujotettu harjateräs, sekä jännitetyt liittimet. Adheesiomassojen asennus on pääosin sama prosessi, mutta suunnittelijan kannalta tulisi viitata aina tuotetoimittajan ohjeisiin, sillä niillä saattaa olla tuotekohtaisia eroavaisuuksia. Adheesiomassojen asennuksessa porataan ensin tarpeeksi suuri ja syvä reikä betoniin ja puhdistetaan reikä esimerkiksi paineilmalla, jonka jälkeen adheesiomassa asetetaan reikään ja tämän jälkeen myös harjateräs. Massan täytyy antaa kuivua valmistajan ohjeen mukainen aika, jonka jälkeen liitos on valmis rasitettavaksi. Adheesiomassalle on tuotehyväksynnässä annettu suunniteltu käyttöikä, jonka jälkeen liittimen toiminnalle ei ole taetta. Liittimen suunniteltu käyttöikä on kuitenkin tuotekohtainen, jolloin on suositeltavaa vertailla eri massoja keskenään. Käytännössä leikkausliittimeen kohdistuessa leikkausta, kestävyys on enemmän riippuvainen betonin ja harjateräksen välisestä liitoksesta kuin adheesiomassan vetokestävyyydestä. Adheesiomassan uusiminen on käytännössä mahdotonta purkamatta manttelia. Adheesiokiinnikkeiden lujuuslaskenta suoritetaan valmistajan saaman ETA-hyväksynnän mukaan. (Hilti Corporation 2014, s. 596-599, 671-673, 715, 759 ja 844-845), (Würth Oy 2016, s. 21-22), (Sormat Oy)

Yksi yleisimmistä tavoista on porata betonipilarin läpi selvästi harjateräksen halkaisija suurempi reikä, josta viedään harjateräs läpi ja taivutetaan manttelivaluun. Oleellista tässä menetelmässä on, että reiästä tehdään tarpeeksi iso ja betoni on tarpeeksi vetelää, jotta

betonivalu pääsee täyttämään reiän. Mantteleiden valamiseen suositellaan tällöin käytettäväksi itsetiivistyvää betonia (IT-betonia), jolloin reiät suuremmalla varmuudella täyttyvät. Liian jäykkä betoni saattaa jättää reiän sisään onkalon (ks. Kuva 9), jolloin liitos ei enää välttämättä toimi, kuten on suunniteltu. Reiän kautta menevän leikkausliittimen voi mitoittaa kohdan 4.5 mukaan. Läpiporatut reiät voidaan myös erikseen valaa umpeen juotosmassalla, mutta liitinmäärän ollessa suuri työmäärä kasvaa huomattavasti verrattuna IT-betonointi vaihtoehtoon. (Nokelainen 2016)



Kuva 9. Reikään jäävä ilmatasku manttelia valaessa saattaa heikentää rakenteen toimintaa.

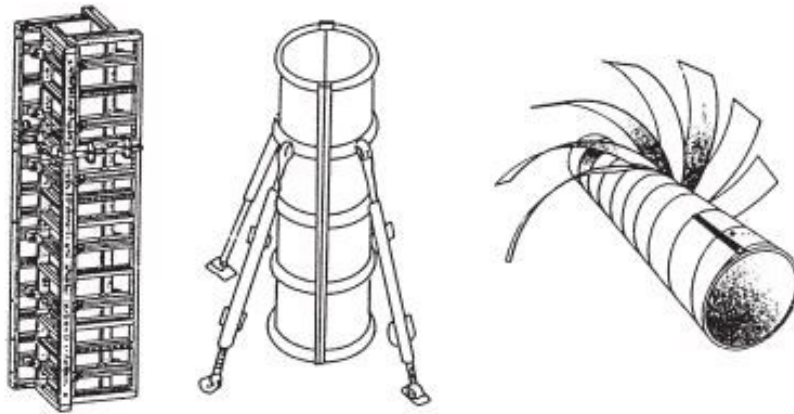
Jännitetyissä liittimissä kierretanko voidaan kiinnittää pilariin adheesiomassalla, jolloin jännitys voidaan suorittaa aikaisintaan, kun adheesiomassa on kovettunut. Toinen vaihtoehtoinen kiinnitystapa on ylisuuren reiän kautta. Jännitetyt ankkurit voidaan tehdä jälkijännitettynä, jolloin on huolehdittava, että jännitettävä liitin ja manttelin betoni eivät toimi yhdessä. Tämä voidaan varmistaa esimerkiksi muoviputken avulla. Liittimen jännittäminen voidaan suorittaa, kun manttelin betoni on kovettunut riittävästi.

Esijännitetyissä liittimissä on oleellista riittävä tartuntapituus. Esijännitys voidaan suorittaa muottia avuksi käyttäen ja muottien purun yhteydessä jännitetyn liittimen pää voidaan katkaista betonipintaan. Esijännitettuja liittimiä ei suositella käytettäväksi, etenkin taivutetuissa pilareissa vetopuolella, sillä halkeaman osuttua liittimen kohdalle saattaa liitin päästä liikkumaan ja kadottaa ainakin osan jännityksestä. Pahimmassa tapauksessa jännevoima menetetään kokonaan liittimestä ja liitin ei toimi enää jännitettynä, vaan lyhyenä jännittämättömänä liittimenä. Tällöin rajapinnan välistä kitkaakaan ei voida enää hyödyntää. On osoitettu, että tartunta paranee, jos betoniin kohdistuu betoniteräkseen nähden kohtisuoran vastaista puristusta samanaikaisesti, kun teräs on vedossa. Vastaavasti tartunta heikkenee huomattavasti, jos betoniin kohdistuu betoniteräkseen nähden kohtisuoran vastaista vetoa. Lisää jännitetyistä liittimistä ja niiden materiaalivaatimuksista kohdassa 4.5.2. (Robins ja Standish 1982, s. 270), (Wu et al. 2013, s. 1659-1660), (Zhang et al. 2016, s. 169)

3.3 Muotit

Manttelin muottien valinta riippuu muottipinnan laatuvaatimuksesta, onko nosturikalustolla pääsy tiloihin ja valutavasta. Lautaja levymuottien tekeminen on työläämpää, kuin muiden järjestelmien, koska ne rakennetaan paikan päällä, eivätkä muotit ole yhtä kierrätettävissä, sillä muottien purussa osa laudoista hajoaa, mistä syntyy hävikkiä. Lautaja

levymuottien valmistaminen on hidasta ja hyvän lautamuottipinnan laatuvaatimuksen saavuttaminen edellyttää taitavia kirvesmiehiä. Muotit soveltuvat etenkin moniulotteisiin betonipilareihin ja kohteissa, joissa pilareissa ei ole toistuvuutta. Monimuotoisissa rakenteissa tulee muottien suunnittelussa muistaa riittävät päästöt, jotta muottien irrottaminen onnistuu rikkomatta betonia. Muottipintana voidaan myös käyttää vanerilevyä, jolloin pinnasta tulee tasaisempi. Lautamuotit soveltuvat kaiken tyyppisiin pilarimantteleihin. (b: Betoniteollisuus Ry), (Pahkala ja Vuorinen 2002, s. 523-524, 526-527), (Suomen Betoniyhdistys Ry 2004, s. 215-223)



Kuva 10. Pilarimuotit vasemmalta oikealle, kasettimuotti, teräsmuotti ja pahvinen kerta-käyttömuotti (Pahkala ja Vuorinen 2002, s. 523)

Kasettimuotit soveltuvat toistuviin kohteisiin (ks. Kuva 10, vasemman puoleinen muottijärjestelmä). Tukirunkona toimii joko teräksinen tai alumiininen profiili, jonka pintaan kiinnitetään vaneri. Järjestelmän muottipintana toimii vaneri tai vanerin pintaan kiinnitettyä haluttu materiaali. Menetelmässä etuna on muottien kierrätettävyyden toistuvissa kohteissa ja asennus on huomattavasti nopeampaa verrattuna lauta- ja levymuotteihin. Sisätiloissa, joihin ei ole pääsyä nostureilla, voidaan käyttää käsin siirrettäviä kevytkasetteja (kuten esimerkiksi PERI DOMINO-järjestelmä). Pilareiden kokojen vaihtelu ei ole este kasettimuottien käytölle, jolloin käytetään säädettäviä kasettimuotteja. Muottien kokoa voidaan säätää muottisiteiden avulla. Säädettävillä kasettimuotteilla pintaan jää kolot muottisiteistä, joita voidaan käyttää myös arkkitehtonisena elementtinä, kuten Kuva 11 esitettyssä Vantaan Aviapoliksen aseman seinässä. Kasettimuotit ovat yleisin valutapa suorakaide- ja neliöpilareissa. (b: Betoniteollisuus Ry), (Pahkala ja Vuorinen 2002, s. 523), (Roihuvuo 2016), (Suomen Betoniyhdistys Ry 2004, s. 217)



Kuva 11. Muottisiteen jättämä kuvio betonipinnassa.

Teräspilarimuotit ovat yleisimmin käytetty pyöreissä pilareissa (ks. Kuva 10 keskimmäinen muottijärjestelmä). Teräspilarimuotti koostuu kahdesta osasta, jotka kootaan työmaalla pulttiliitoksin. Kertakäyttöisiä muotteja ovat muun muassa polyteenikalvopinnoitetut pahiset muotit (ks. Kuva 10, oikean puoleisin muottijärjestelmä). Kertakäyttömuottien etuna on vapaampi mittamaailma, kuin muilla muottijärjestelmillä. Muoteilla voidaan saavuttaa kovatkin pintavaatimukset ja jotkin toimittajat tarjoavat myös muottien pinnan muotoiluja. (b: Betoniteollisuus Ry), (Pahkala ja Vuorinen 2002, s. 523), (Suomen Betoniyhdistys Ry 2004, s. 221-223)

Vakiopalkkimuotti kootaan alumiinisista, puisista tai teräksisistä vakiopalkeista ja muotilevyistä. Vakiopalkkimuottia kannattaa harkita kohteeseen, jos pintaluokkavaatimukset ovat kovat, pinnan muoto on haastava. Vakiomuottikalusto voi tulla kyseeseen myös, jos pilari on korkea tai pyöreän pilarin halkaisija on iso. Vakiopalkkimuotit ovat hintavia yksittäiselle pilarille, mutta jos saman tyyppisiä pilareita on useampia, joissa muotteja voidaan kierrättää ja näin järjestelmän kustannustehokkuus kasvaa. Järjestelmä edellyttää ammattitaitoisia työmiehiä kokoamaan muotit ja ennen kokoamista muottisuunnittelu on tehtävä huolellisesti. Vakiopalkkimuotit soveltuvat niin suorakaide-, neliöpilareille, kuin myös pyöreille pilareille. (b: Betoniteollisuus Ry), (Pahkala ja Vuorinen 2002, s. 524), (Roihuvuo 2016), (Suomen Betoniyhdistys Ry 2004, s. 219-221)

Rakenteiden toleranssit tulisi huomioida jo raudoitus vaiheessa, mutta erityisesti muottien tekovaiheessa. Rakenteiden toleranssiluokat on esitetty standardissa SFS 13670. Toleranssi vaatimukset esitetään joko edellä mainitussa standardissa tai toteutuseritelmässä. (SFS 13670 2010, s. 29-34 ja 52-58), (Suomen Betoniyhdistys Ry 2004, s. 215-223)

3.4 Betonin valinta ja valu

Pilarin kuormitusta tulisi pyrkiä keventämään mahdollisimman paljon ennen manttelointia esimerkiksi tunkkaamalla. Pilarin korkealla kuormitusasteella manttelointivaiheessa on todettu olevan kantokykyä heikentävä vaikutus. Tämä johtuu siitä, että pilariosuus menettää puristuskapasiteettinsa jo ennen manttelin puristuskapasiteettia. Tällöin pilarin murskautuminen aiheuttaa pilarin pituussuuntaa vasten kohtisuoria jännityksiä manttelille. (Krainskyi et al. 2015, s. 219)

Pilareiden lujuusluokka on tavallisesti suurempi kuin muilla rakenneosilla ja ne ovat haastavampia valaa pienen koon ja ahtaan raudoituksen takia. Manttelin betonin lujuusluokalla ei ole todettu olevan vaikutusta rakenteen monoliittisyyteen, jos manttelin lujuusluokka on vastaava tai suurempi, kuin pilarin lujuusluokka. Manttelin lujuusluokalla ei toisaalta ole merkittävää vaikutusta rakenteen monoliittisyyteen edes manttelin betoniluokan ollessa pilarin lujuusluokkaa alempana. RIL 174-4 ohjeistaa manttelin betonin lujuusluokaksi 5 MPa lujempi kuin alkuperäisen pilarin betonin lujuusluokka. Betonin oikean lujuuden määrittämiseksi tulisi alkuperäisen betonin lujuus kokeellisesti testata, sillä alkuperäisissä kuvissa oleva lujuusluokka ei välttämättä enää päde. Tämä voi johtua vanhoissa rakenteissa vanhasta sementtilaadusta ja matalasta vesi-sementti suhteesta, jolloin rakenteeseen on jäänyt kovettumisen jälkeen sitoutumatonta sementtiä. Sementti reagoi ajan myötä ympäröivän ilman kosteuden kanssa ja kasvattaa täten betonin lujuusluokkaa. Nykyisin käytössä olevat sementtilajit on jalostettu niin hienojakoiseksi, ettei tätä ominaisuutta enää ole. Nykyisillä EC:lla suunniteltaessa tulee kuitenkin muistaa, että yhtälöt, jotka EC:ssa on esitetty, antavat arvion kutistumasta perinteiselle betonille lujuusluokissa C12/15-C90/105, eivätkä ne vastaa erikoisten betonien, kuten IT-betonin kutistumia. (Anttila ja Vuorinen 2004, s. 475-481), (Berghäll 1988, s. 116), (Lampropoulos et al. 2012, s. 1041), (Müller 2012, s. 320-321), (Ong et al. 2004, s. 90)

Valun helpottamiseksi ahtaassa välissä maksimiraekooksi kannattaa valita pieni, kuitenkin yli 8 millimetriä. Tarpeettoman pientä raekokoa tulisi välttää, sillä pienempi raekoko kasvattaa sementtiliiman määrää, joka kasvattaa taas kutistumaa ja virumaa, josta seuraa riski kutistumishalkeilulle. Kutistumien välttämiseksi voidaan kasvattaa betonin maksimiraekokoa, kuitenkin enintään 16 millimetriin tai vaihtoehtoisesti kasvattaa kiviaineksen määrää. Tärkeimpänä kutistumien ehkäisymenetelmänä on vesimäärän vähentäminen, johon auttavat muun muassa karkean sementin valinta ja betonin notkistimet. (Anttila 2016)

Betonitehtaat suosittelivat betonityypiksi betonimantteleissa IT-betonia. Kuitenkin käytettäessä notkeaa massaa muottien tiiviyyteen tulisi kiinnittää huomiota. Muottien ollessa väljästi, niiden välistä saattaa erottua betonin hienoaines. Tämä voidaan estää esimerkiksi teippaamalla muottien saumat. IT-betonissa muottipaine on suurempi kuin jäykällä betonilla, joka tulee huomioida muotteja suunniteltaessa, jolloin usein mitoittavaksi tekijäksi tulee muottipintojen rajallinen paineensietokyky. IT-betonin etuna on, ettei sitä tarvitse enää täryttää valunjälkeen, kutistuma on jopa pienempää kuin tavallisella vastaavalla vetelällä betonilla ja se mahdollistaa nopeamman valun. (Anttila 2016), (Anttila ja Vuorinen 2004, s. 475-481), (Roihuvuo 2016)

Ylhäältä päin valettaessa tulee huomioida, ettei valun pudotuskorkeus saisi olla yli metriä eikä iskeytyä matkalla vinosti raudoituksiin, jottei betonimassa erotu ja etteivät betoniroiskeet muotin yläpäässä ehdi kovettua. Käytännössä tämä tarkoittaa sitä, että valuputken suun on mahdollista muotin sisälle ja nostettava pohjalta ylöspäin valun mukana, jolloin tila jääkin usein rajoittavaksi tekijäksi. (Anttila 2016), (Nokelainen 2016), (Suomen Betoniyhdistys Ry 2004, s. 301-304)

Yleinen tapa valaa manttelit on alakautta, jos yläpuolelta täyttäminen ei onnistu ahtauden tai liittyvän rakenteen vuoksi. Tällöin muottien alareunassa on valuventtiili, jonka kautta IT-betoni pumpataan muottiin. IT-betonin vuoksi ei betonia tarvitse täryttää ja alhaalta pumpatessa ei ole yhtä suurta riskiä betonin erottumiseen. Muotteja tehdessä on myös huomioitava, että valuventtiilit ovat asennettuina ja sopivalla sijainnilla. (Anttila 2016), (Nokelainen 2016), (Roihuvuo 2016)

Mantteloinnin valussa tulisi kiinnittää huomiota betonimassan tasalaatuisuuteen ja plastisten kutistumien välttämiseen. Ongelmaksi saattaa ilmetä pinnan betonipinnan laatu, jolloin pintaan saattaa tulla rakkuloita tai valuhaavoja. Pinnan laatua voidaan parantaa lisäaineilla, jotka estävät massan erottumista, kuten stabilaattorilla. Betonimassan täyttäessä laatukriteerit muottipinnat yleensä onnistuvat. Jälkihoitona plastisen kutistuman ehkäisemiseksi voidaan käyttää ruiskutettavia jälkihoitoaineita, kastelua ja muovipeitettä. Lisää kutistumasta, virumasta ja niiden huomioimisesta ks. kohdat 4.4.1, 4.4.2 ja 4.4.3. SFS-EN 13670 ohjaa käyttämään betonin kovettumisesta riippuvaa jälkihoidon kestoa, etenkin korkeammissa jälkihoitoluokissa. (Anttila 2016), (SFS-EN 13670, 2010, s. 26-27)

4 Rakenteen mitoittaminen

Mantteloitu pilari toimii eräänlaisena liittorakenteena, jossa ulkokuori (mantteli) ja ydin (pilari) toimivat hieman eri tavoilla. Nämä osat pyritään saamaan toimimaan yhtäaikaaisesti, jotta rakenne toimii mahdollisimman tehokkaasti. Hiilikuitu-betoni liittorakenteissa on käytetty liimoja, joilla pyritään saamaan hiilikuitukaistat toimimaan betonin kanssa yhtäaikaaisesti. Kahden betonirakenteen välisessä rajapinnassa voidaan käyttää vastaaventyyppisesti tartunta-aineita, joilla pyritään parantamaan pintojen välisiä adheesio-ominaisuuksia.

Käyttämällä osavarmuuskertoimia, saadaan rakenteen toiminnalle vaadittu varmuus. Korjausrakentamisessa, riippuen epävarmuustekijöistä, tulisi käyttää tavanomaisia tai niitä suurempia osavarmuuskertoimia. Suositeltavampaa olisi esimerkiksi koepalojen ottaminen rakenteesta, jolloin rakenteen kunto ja lujuusarvot voidaan varmistaa. Näin rakenne voidaan mitoittaa tehokkaammaksi ja välttämään mahdollisilta ali- tai yliarvioilta, jotka saattavat johtaa rakennuksen käyttöiän lyhenemiseen.

4.1 Käyttörajatila

Betonipilareilla käyttörajatilatarkasteluihin kuuluu muodonmuutosten ja halkeilun tarkastaminen. EC määrittää käyttörajatiloiille minimivaatimukset, jotka tulee vähintään toteuttaa. Tavallisesti betonimanttelit ovat pääasiassa puristettuja, jolloin taipuma harvemmin tulee mitoittavaksi tekijäksi. Halkeilurajat riippuvat ympäristön rasitusluokasta. Halkeilun rajoittamisella pyritään estämään rakennetta vaurioittavien aineiden pääsy rakenteeseen sekä pitämään rakennus esteettisen näköisenä. Manttelin halkeilulla on myös vaikutusta rajapinnan leikkauskestävyyteen. Halkeamasyvyyden yltäessä manttelin ja pilarin rajapintaan, rajapinnan leikkauskestävyyden pienentyminen voidaan huomioida jättämällä koheesion vaikutuksen pois (katso yhtälöt (35) ja (36)) kohdassa 4.5. Poikkileikkaus halkeaa, jos betoniin kohdistuu enemmän vetojännitystä, kuin betonin vetolujuus. (Santos ja Júlio 2012, s. 446), (Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 88-89)

4.2 Pilarin hoikkuus ja toisen kertaluvun momentti

Rakenteen tarkasteluperiaate määräytyy rakenteen hoikkuuden mukaan. Hoikkuusluvulla tarkoitetaan nurjahduspituuden suhdetta jäyhyysäteeseen. Rakenteen hoikkuutta voidaan tarkastella hoikkuusluvun avulla, ks. yhtälö (2). Hoikkuusluvun avulla voidaan määrittää esimerkiksi kappaleen nurjahdusjännitys tai nurjahduskuorma, vertaa yhtälö (11) luvussa 4.4. (Salmi ja Pajunen 2010, s. 283)

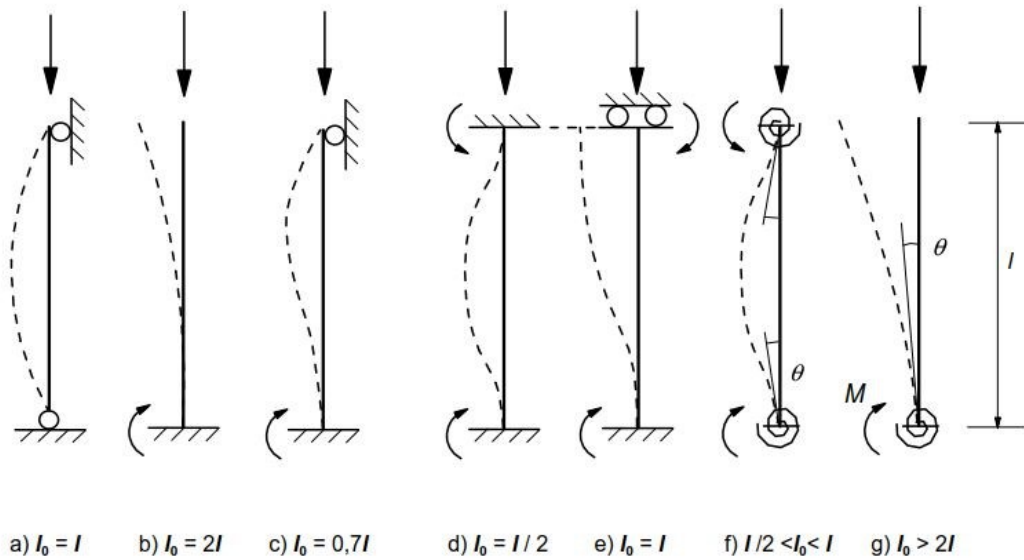
$$\lambda = \frac{L_0}{i} \quad (2)$$

missä λ on pilarin hoikkuusluku [-]
 L_0 on pilarin nurjahduspituus (ks. Kuva 12) [m]
 i on halkeilemattoman pilarin jäyhyysäde [m]
 (Salmi ja Pajunen 2010, s. 283)

Pilarin nurjahduspituus on tässä tapauksessa pienimmän nurjahduskuorman aiheuttaman nurjahdusmuodon käännepisteiden välinen matka, eli alimman nurjahdusmuodon nurjahduspituus. Pilarin nurjahduspituus riippuu pilarin ylä- ja alapään kiinnitystavasta (ks. Kuva 12). Pilarin jäyhyysäde riippuu poikkileikkauksen jäyhyysmomentista ja poikkileikkauksen pinta-alasta, ks. yhtälö (3). (Salmi ja Pajunen 2010, s. 283)

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (3)$$

missä I on pilarin halkeilemattoman poikkileikkauksen jäyhyysmomentti [m^4]
 A on pilarin halkeilemattoman poikkileikkauksen pinta-ala [m^2]
 (Salmi ja Pajunen 2010, s. 283)



Kuva 12. Pilarin nurjahdustavat ja nurjahduspituudet. (Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 56)

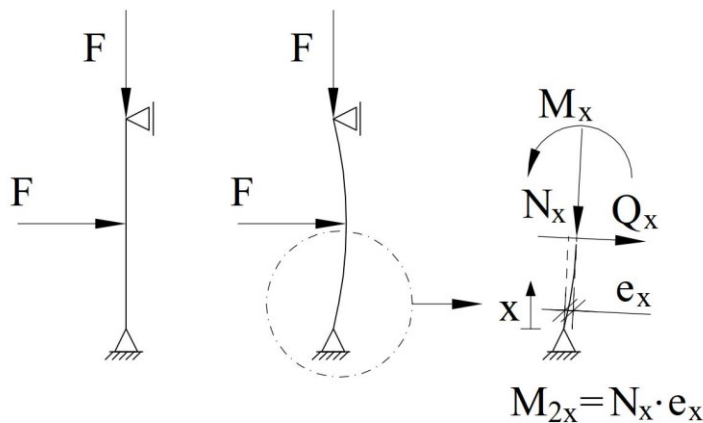
Toisin kuin vanhoissa betoninormeissa, EC:ssa raudoitettun pilarin hoikkuusluvulle ei ole suoraan määritetty ylärajaa. EC:n mukaan pilarin hoikkuuden ylittäessä arvon λ_{lim} (ks. yhtälö (4)), pilarin toisen kertaluvun momentit tulisi ottaa huomioon. Hoikkuusluvun alittaessa kyseisen raja-arvon kappale luokitellaan lyhyeksi pilariksi. Etenkin pitkissä ja kaapeammissa mantteloiduissa pilareissa tulee toinen kertaluku mitoitettavaksi. (Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 54-55)

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot \frac{1}{1+0,2 \cdot \varphi_{ef}} \cdot \sqrt{1+2 \cdot \omega} \cdot \left(1,7 - \frac{M_{01}}{M_{02}}\right) / \sqrt{\frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}} \quad (4)$$

missä λ_{lim} on hoikkuusluvun raja-arvo [-]
 φ_{ef} on viruma-aste (ks. kohta 4.4.2) [-]
 ω on mekaaninen raudoitussuhde [-]
 M_{01} ja M_{02} on pilarin sauvanpäämomentit siten, että $|M_{01}| \leq |M_{02}|$ [kNm]
 N_{Ed} on pilariin vaikuttava normaalivoima [N]
 A_c on pilarin betoniosuuden poikkileikkausala [mm²]
 f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo [MPa]
 (Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 54-55)

Toisen kertaluvun momentilla tarkoitetaan rakenteen ollessa tarpeeksi hoikka, rakenteen deformaatuessa deformaatiotila aiheuttaa rakenteelle lisämomenttia ks. Kuva 13. Toinen kertaluku voidaan huomioida nimellisjäykkyyteen tai nimelliskaarevuuteen perustuvalla menetelmällä, joista nimelliskaarevuuteen perustuvaa menetelmää suositellaan EC:ssä käytettäväksi erillispilareihin. Pilarimantteleissa hoikkuusluku pienenee alkuperäiseen pilariin nähden, mutta tämä ei välttämättä tarkoita sitä, että toista kertalukua ei tarvitsisi huomioida. (Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 60-62)

Toisen kertaluvun määrittäminen rakenteelle onkin haastavaa, sillä rakennetta ei voi asettaa täysin monoliittisesti, sillä toisen kertaluvun momentti jää tällöin aliarvioituksi. Monoliittisena rakenteena arvioidun toinen kertaluku tulee tarkistaa uudelleen, kun rakenteen jäykkyys on selvitetty. Toisen kertaluvun momentin muuttaminen muuttaa kuitenkin uudelleen rakenteen jäykkyyttä, jolloin tämä tulisi lisätä iteraatiokiertoon, joka on esitetty kohdassa 4.7 (Kuva 33) ja menetelmä lähestyy oikeaa lopputulosta epävarmalta puolelta. Mantteli ja pilari tulisi arvioida ensin erikseen toimivaksi. Tämän jälkeen, kun rakenteen jäykkyys on saatu selvitettyä, voidaan arvioida toisen kertaluvun momentti tarkemmin, jos on tarvetta tarkempaan tarkasteluun.



Kuva 13. Toisen kertaluvun momentin määrittäminen yksiaukkoisessa sauvassa. M_{2x} viittaa toisen kertaluvun momenttiin pisteessä x .

EC:n nimelliskaarevuuden menetelmässä määritellään rakenteelle peruskaarevuus, jota muutetaan kertoimien avulla vastaamaan rakenteen toimintaa (ks. yhtälö (5)). (Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 61)

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} \quad (5)$$

missä r on rakenteen kaarevuussäde [m]
 K_r on rakenteen normaalivoimasta riippuva kerroin [-]
 K_φ on rakenteen viruman huomioiva kerroin [-]
 r_0 on rakenteen peruskaarevuussäde [1/m]
 (Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 61)

Peruskaarevuudeksi oletetaan teräksen olevan murtorajatilan jännityksessä ks. yhtälö (6).

$$\frac{1}{r_0} = \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \frac{1}{0,45 \cdot d} \quad (6)$$

missä f_{yd} on betoniteräksen murtolujuuden mitoitusarvo [MPa]
 E_s on betoniteräksen kimmokerroin [MPa]
 d on pilarin tehollinen korkeus [m]
 (Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 61)

Normaalivoiman vaikutus peruskaarevuuteen otetaan huomioon yhtälön (7) kertoimella. Normaalivoiman kasvattaminen tasapainottaa poikkileikkausta, jolloin kaarevuus pienenee.

$$K_r = \frac{1 + \omega - \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}}{1 + \omega - 0,4} \leq 1 \quad (7)$$

(Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 61)

Virumisen vaikutus otetaan huomioon kertoimella, joka on esitetty yhtälössä (8). Yleisesti ottaen suurempi viruma aiheuttaa suuremman toisen kertaluvun momentin.

$$K_\varphi = 1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \right) \cdot \varphi_{ef} \geq 1 \quad (8)$$

missä f_{ck} on betonin nimellinen puristuslujuus [MPa]
 (Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 62)

Kaarevuuden avulla määritetään taipuma, jota käyttämällä voidaan määrittää lisämomentti (vrt. Kuva 13). Yhtälössä (9) on esitetty lisämomentin yhtälö, jossa epäkeskisyys esitetty kaarevuuden avulla. (Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 61)

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 = N_{Ed} \cdot \frac{L_0^2}{c_0} \cdot \frac{1}{r} \quad (9)$$

missä M_2 on lisämomentti [kNm]
 c_0 on kokonaiskaarevuuden jakaumakerroin. Vakiopoikkileikkauksella $c_0 = \pi^2$, jos pilariin kohdistuessa vakiomomentti, voidaan käyttää kertoimen arvona 8. [-]
 (Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 61)

Kun pilarin päissä vaikuttavat voimat ovat erisuuret ja pilarin päiden välille ei kohdistu kuormia, voidaan käyttää pilarin mitoitukseen ekvivalenttia momenttia (ks. yhtälö (10)).

$$M_{0e} = 0,6 \cdot M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4 \cdot M_{02} \quad (10)$$

missä M_{0e} on ensimmäisen kertaluvun ekvivalentti sauvamomentti [kNm]
(Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 61)

Lisämomentti lisätään ensimmäisen kertaluvun momenttiin ja sen voidaan olettaa jakautuneeksi parabolisesti tai sinimuotoisesti. (Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 61)

4.3 Dynaamiset kuormat

Rakenteisiin kohdistuvat muuttuvat kuormitukset aiheuttavat rakenteeseen dynaamisia rasituksia, jos ne synnyttävät rakenteeseen riittävän kiihtyvyyden. Värähtelyllä on vain yksi suunta, minkä vuoksi massaa kutsutaan yhden vapausasteen värähtelijäksi. Jokaisella rakenteella on oma ominaistajuus, joka riippuu kappaleen massasta ja jousivakiosta. Jatkuvilla rakenteilla on ääretön määrä ominaistajuuksia, jolloin joudutaan luomaan numeerinen laskentamalli. Esimerkiksi vaimentimilla saadaan pienennettyä ominaistajuutta. Vaimennus on usein liitoksien ja rakenteen sisäistä materiaaliveimennusta. (Hakulinen 2009, s. 6-9)

Dynaamiset kuormitukset liittyvät niin murtorajatila- kuin käyttörajilatarkasteluihin. Tämä johtuu siitä, että värähtely liittyy käyttömukavuuteen ja värähtely aiheuttaa pakko-siirtymiä, joista syntyy rasitustila rakenteelle. Mantteloitu pilari toimii lähinnä vaimentimena yläpuolisille rakenteille, jolloin käyttörajatilassa erinäisiä värähtelytarkasteluja ei tavallisesti tarvitse suorittaa erikseen manttelille, jos rakenteen jäykkyydet saadaan selvitettyä. (Kiviluoma 2010, s. 33-34)

Murtorajatilassa manttelin ja pilarin väliin aiheutuu liikettä, jolloin rakenteiden toiminta jää leikkausliittimien varaan. Tällöin onkin suositeltavaa liittää pääteräkset yhteen hitsaamalla, jotta rakenteesta saadaan mahdollisimman jäykkä. Tutkimukset ovat kuitenkin osoittaneet, että dynaamisessa rasituksessa pilari ja mantteli toimivat jossain määrin aina yhdessä, vaikka rajapintojapintoja ei käsiteltäisi. Tämä edellyttää kuitenkin pääteräksien hitsausta toisiinsa, jolloin on päästy noin 80 % monoliittiseen rakenteeseen. Pilarin rasituksella ennen manttelointia ei ole tutkimusten mukaan merkittävää vaikutusta rakenteen jäykkyyteen. Riittävä värähtely saattaa kuluttaa manttelin ja pilarin rajapintaa, jolloin ajan saatossa osa poikkileikkauksista ei ole enää kontaktissa toisiinsa. (Ersoy et al. 292-293) (Júlio et al. 2005, s. 257), (Júlio ja Branco 2008, s. 477)

Rakenteen kunto vaikuttaa myös oleellisesti vanhan rakenteen tärinäsetoon. Muut kuormitukset ovat voineet aiheuttaa rakenteisiin merkittäviä rasituksia jo ennen dynaamisen herätteen synnyttämistä. Tavanomaisesti kappaleen vaurioalttiutta on mitattu heilahdusnopeuden avulla, sillä siirtymän ja kiihtyvyyden mittaaminen on hankalampaa. Lyhytaikaiset dynaamiset kuormat lasketaan usein onnettomuuskuormiin. Osa dynaamisista kuormista voidaan muuntaa kuvitteellisiksi staattisiksi kuormiksi, jotka kerrotaan dynaamisella suurennuskertoimella. Merkittävässä dynaamisien kuormien kiihtyvyyksissä joudutaan turvautumaan dynaamisen järjestelmän analyysiin, jolloin korvaavuuskuormat määritetään massajakauman, laskettujen kiihtyvyyksien ja ominaismuotojen avulla. (Hakulinen 2009, s. 36), (Kiviluoma 2010, s. 12), (RIL 201-1-2011, 2011, s. 30, 32-33)

Dynaamisia kuormia Suomessa aiheuttavat tyypillisesti aallokko, erityiset laitteet, jään liikkeet, liikenne (autot, ihmiset, junat yms.), katolta putoava lumi, maarakennus (paalutus, tiivistys yms.) ja tuulenpaine. Valtaosassa kuormitustarkasteluja voidaan käyttää staattisia kuormia, jotka on kerrottu dynaamisilla suurennuskertoimilla. Erikseen dynaamisen analyysin avulla tulisi tarkastella muun muassa laitteiden, junaliikenteen (riittävän pitkällä silloilla), räjähdyskuormien, pitkien siltojen tuulikuormien ja törmäyskuormien (törmäysenergian absorboivissa rakenteissa) vaikutukset. Lisäksi vaakarakenteisiin aiheutuneet värähtelyt tulisi tarkastella, etteivät ne aiheuttaisi epämukavuuden tunnetta paikalla olijoille ja kulkuneuvojen pyörien kontaktipinta säilyisi riittävänä. (B4, s. 9), (Kiviluoma 2010, s. 5), (SFS-EN 1991-1-4+AC+A1 2011, s. 40, 146), (SFS-EN 1991-1-6+AC 2005, s. 18), (SFS-EN 1991-1-7+A1+AC 2014, s. 30, 90-104), (SFS-EN 1991-2+AC 2004, s. 24, 54-55, 62-73)

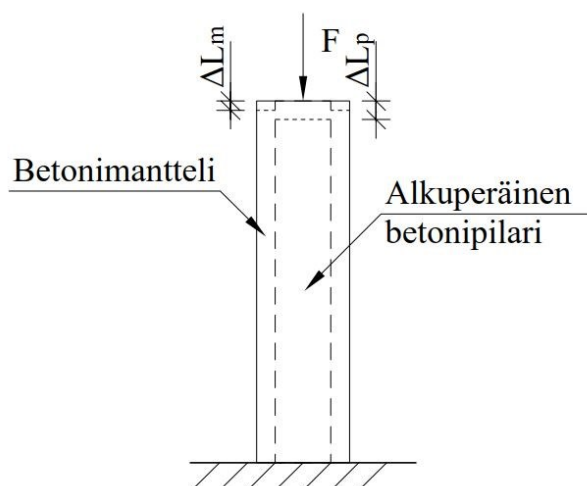
Maarakennuksessa kuormituksia aiheuttavat tavallisesti paalutus, räjäytykset, tiivistys ja työmaaliikenne. Kuormitukset koskevat mantteloitua pilaria etenkin, jos kyseessä on maanpaineseinää vastaan oleva pilari. Tärinä harvemmin välittyy maan kautta perustuksille ja niiltä pystyrakenteille. Kriittisimpiä värähtelyitä ovat terävät ja lyhyet iskumaiset värähtelyt, jotka sisältävät usein useita taajuuskomponentteja. Näihin saattavatkin sisältyä juuri rakennuksen ja/tai rakenteen ominaistajuudet. Tyypillisiä iskumaisen värähtelyn synty lähteitä ovat louhintä ja paalutus. (Hakulinen 2009, s. 25, 35-43)

Yksinkertaisten rakenteiden värähtelyt voidaan tarkastella käsin laskuna, mutta haastavampien rakenteiden ja jatkuvien rakenteiden värähtelyt on tarkasteltava kokeellisesti tai FEM-analyysin avulla. Tuulikuormien FEM-mallinnukset ovat erittäin hankalia, sillä kuorman aikariippuvuus ja kuormituspisteet ovat tuntemattomia. Tuulikuormia mitataankin mieluummin tarvittaessa kokeellisesti tuulitunnelissa aeroelastisella pienoismallilla. (Kiviluoma 2010, s. 10)

Mantteloituihin pilareihin kohdistuvien dynaamisten kuormien vaikutuksia on vaikea arvioida käsinlaskumenetelmin ja FEM-analyysin avulla päästään vain arvioon rakenteen toiminnasta. Mantteloidun pilarin dynaaminen käyttäytyminen riippuu muun muassa manttelin ja pilarin rajapinnan kiinnitystavasta (leikkausliittimistä), rajapinnan kunnosta (ajan myötä pinnat saattavat olla irrallaan tärinän aiheuttaman kulumisen johdosta) ja betonien lujuusluokista. Suurista siirtymätiloista (esimerkiksi maanjäristystilanteessa) aiheutuu rakenteeseen jännitystiloja, joita ei rakennukseen tavallisesti kohdistus. Rakenteen murtomekanismin toiminnan oikea mallinnus dynaamisissa kuormissa on oleellista. Tähän voidaan käyttää apuna esimerkiksi rakenteen ja rakenneosien laskentamalleja kohtien 4.4.7, 4.6 ja 4.8.2 mukaan. (Kiviluoma 2010, s. 12)

4.4 Kuormien jakautuminen poikkileikkauksessa

Pilarin ja manttelin välistä kuormituseroa pyritään jakamaan poikkileikkauksessa tavanomaisesti leikkausliittimien avulla. Manttelin ja pilarin väliin syntyy leikkausjännityksiä, kun osuuksien puristuma tai venymä ei ole yhtä suuri osien rajapinnassa ks. Kuva 14.



Kuva 14. Pilarin ja manttelin muodonmuutoksien eroavaisuuksista aiheutuu pilarin ja manttelin väliin leikkausjännityksiä.

Kuormien jakautumiseen vaikuttaa kuormitusten vaikutusalueet, vaikutusalueiden sijainti poikkileikkauksessa, poikkileikkaus, kuin myös kuormitusten voimasuureet, kuten momentti, leikkaus- tai normaalivoima.

Kuormituksen vaikutusalue ja sen sijainti vaikuttavat voimien jakautumiseen oleellisesti. Poikkileikkauksen ydintä rasittaessa normaalivoimalla osa jännityksestä siirtyy rajapinnan kautta ulkokuorelle. Osan kuormasta voidaan siirtää ulkokuorelle esimerkiksi tunkaamalla yläpuolisia rakenteita ylöspäin ennen valua. Tällöin rajapinnan kautta manttelille kulkee teoriassa suurempi voima. Ongelmaksi voivat osoittautua kutistumat, jolloin kontaktipinta yläpuolisen rakenteen ja manttelin välillä saattaa kadota ja rajapinnan leikkausliittimien toiminta heikkenee.

Pilarin poikkileikkaus vaikuttaa pilarin käyttäytymiseen. Tämä voidaan todeta etenkin pilastereissa, jolloin pilari ja seinä muodostavat T-poikkileikkauksen. T-poikkileikkausta rasittaessa normaalivoimalla pyrkii sauva taipumaan taivutusvastukseltaan heikompaan suuntaan, joka on yleensä T-poikkileikkauksen laipan puoli. Tämä voidaan todeta nurjahduksen yhtälön avulla, jossa kriittisimmän (ts. pienimmän) nurjahduskuorman antaa pienin jäyhyysmomentti, joka riippuu pilarin tarkastelusuunnasta, vrt. yhtälö (11). (Timoshenko ja Gere 1961 s. 46-50 ja 163-168)

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A}{\lambda^2} \quad (11)$$

missä P_{cr} on kriittinen normaalivoima [N]
 E on poikkileikkauksen kimmokerroin [N/mm²]

Tätä poikkileikkauksen ominaisuutta kannattaakin hyödyntää esimerkiksi maanpainesoinnissa, jolloin pilari kannattaa sijoittaa siten, että poikkileikkauksen suurempi taivutusvastus ottaa vastaan maanpaineen. Tällöin maanpaine tukee poikkileikkausta ja optimissa tapauksessa normaalivoimakapasiteetti kasvaa. Pilastereissa joihin kohdistuu maanpainetta usein pilasteri mantteloidaan kolmelta sivulta, sillä maanpaineen puolelle voi olla mahdotonta päästä tai maan kaivaminen pilareiden kohdilta tulisi maksamaan kohtuuttomasti.

Kuormien jakautumiseen käytetään usein harjatangoista valmistettuja leikkausliittimiä. Leikkausliittimissä voi olla kuitenkin jonkin verran väljyyttä, joka vaikuttaa kuormien jakautumiseen poikkileikkauksessa. Väljyys voi aiheutua esimerkiksi uuden betoniosuuden kutistumasta, virumasta tai valuvirheestä.

Epäkeskeisen kuorman jakauduttua pilarille ja manttelille tasaisesti manttelin ja pilarin rajapinnan toimivuudella ei ole merkitystä. Tämän vuoksi mantteli tulisi pyrkiä liittämään tukien lähellä mahdollisimman monoliittisesti. Mantteloituun pilariin kohdistuttua dynaamisia kuormia on todettu, että pilari ja mantteli toimivat lähes monoliittisesti, jos manttelin betoniluokka on selvästi korkeampi kuin alkuperäisen pilarin ja kun pilarin ja manttelin pääteräket ovat hitsattu toisiinsa niin sanotuilla z-haoilla. Leikkausliittimistä lisää kohdassa 4.5. (Ersoy et al. 1993, s. 292-293), (Ong et al. 2004, s. 91), (Júlio et al. 2005, s. 257), (Júlio ja Branco 2008, s. 477)

4.4.1 Kutistuma

Betonimanttelin kovettuessa tapahtuu myös betonin kutistumaa joka saattaa vaikuttaa kuormien jakautumiseen poikkileikkauksessa. Manttelin betonin kutistuessa aiheutuu rajapintaan leikkausjännitystä ja raudoituksiin puristusta. Betonin kutistumista edistävät veden ja hienoainesmäärän lisääminen betonimassaan, betonin suojahuokoistaminen, ympäristön kuivuus ja tiettyjen notkistimien käyttö betonissa. Kutistumaa aiheutuu, kun vesi hydratoituu betonin sisältä ja haihtuu betonin ulkopinnoilta, jolloin betonin tilavuus pienenee. Tilavuuden pienentyessä betoni joutuu jännitettyyn tilaan, koska huokosista poistunut vesi aiheuttaa huokoseen imua ja tämän seurauksena betoni kutistuu. Tyypillinen suhteellinen kutistuma kuivissa sisätiloissa perinteisellä betonilla on suuruusluokaltaan välillä 0,4...0,6 ‰. Betonin kutistuma EC:n esittämässä mallissa koostuu sisäisestä kutistumasta (ks. yhtälö (12)) ja kuivumiskutistumasta (ks. yhtälö (15)), joten lopullinen kutistuma saadaan summaamalla nämä yhteen. (Leskelä 2008, s. 41-42), (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, s. 33), (Suomen Betoniyhdistys ry 2004, s. 90-92)

$$\varepsilon_{ca}(t) = \varepsilon_{ca,0}(f_{cm}) \cdot \beta_{as}(t) \quad (12)$$

missä ε_{ca} on betonin sisäinen kutistuma [-]
 $\varepsilon_{ca,0}$ on betonin sisäisen kutistuman perusarvo, ks. yhtälö (13) [-]
 β_{as} on sisäisen kutistuman aikafunktio, ks. yhtälö (14) [-]
 t on tarkasteluajanhetki vuorokausina [vrk]
 f_{cm} on betonin lieriölujuuden keskiarvo [MPa]
 (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, s. 33)

Sisäisen kutistuman perusarvon yhtälö (13) huomioi betonin lujuusluokan ja sementtilaadun vaikutuksen betonin sisäisessä kutistumassa. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, s. 34)

$$\varepsilon_{ca,0}(f_{cm}) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (13)$$

(SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, s. 34)

Sisäisen kutistuman aikafunktio, yhtälö (14), ottaa huomioon tarkasteluajankohdan aikana tapahtuneen kutistuman. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, s. 34)

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{t}} \quad (14)$$

(SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, s. 34)

Kuivumiskutistuman yhtälö (15) ottaa huomioon sisäisessä kutistumassa käytettyjen arvojen lisäksi ympäröivän ilman suhteellisen kosteuden (ks. yhtälö (17)) ja jälkikäsitteilyn lopettamisajankohdan (ks. yhtälö (18)).

$$\varepsilon_{cd}(t, t_s) = \varepsilon_{cd,0}(f_{cm}) \cdot \beta_{ds}(t - t_s) \cdot k_h \quad (15)$$

missä ε_{cd} on betonin kuivumiskutistuma [-]
 $\varepsilon_{cd,0}$ on kuivumiskutistuman perusarvo, ks. yhtälö (16) [-]
 β_{ds} on kuivumiskutistuman aikafunktio [-]
 k_h on muunnetun poikkileikkauksen paksuudesta riippuva kerroin (ks. Taulukko 2) [-]
 (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, s. 33)

Taulukko 2. k_h -kertoimen määrittäminen (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, s. 33)

h_0	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Kuivumiskutistuman perusarvossa yhtälössä (16) huomioidaan betonin lujuusluokka ja sementtilaatu.

$$\varepsilon_{cd,0}(f_{cm}) = 0,85 \cdot \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm}/10} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}(RH) \quad (16)$$

missä α_{ds1} on sementtilaadun huomioiva kerroin ks. Taulukko 3 [-]
 α_{ds2} on sementtilaadun huomioiva kerroin ks. Taulukko 3 [-]
 β_{RH} on suhteellisen kosteuden funktio [-]
 (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, s. 199)

Taulukko 3. α -kertoimien määrittäminen (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, s. 199)

Sementti-laatu	Normaalisti kovettuva		
	Hitaasti kovettuva (S)	(N)	Rapid erikoisluja (R)
α_{ds1}	3	4	6
α_{ds2}	0,13	0,12	0,11

Suhteellisen kosteuden funktiolla yhtälöllä (17) huomioidaan betonista haihtuvan veden vaikutus.

$$\beta_{RH}(RH) = 1,55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3\right) \quad (17)$$

missä RH on ilman suhteellinen kosteus [%]
(SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, s. 199)

Kuivumiskutistuman aikafunktio yhtälössä (18) ottaa huomioon myös jälkikäsitellyn lopettamisajankohdan ja rakenteen geometrian toisin kuin sisäisen kutistuman yhtälö.

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{t - t_s}{0,04 \cdot \sqrt{h_0^3 + t - t_s}} \quad (18)$$

missä t_s on kuivumiskutistuman aloitusajankohta vuorokausina [vrk]
 h_0 on muunnetun poikkileikkauksen paksuus (ks. yhtälö (19)) [mm]
(SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, s. 34)

Muunnetulla paksuudella huomioidaan rakenteen kuivuminen sen kuivumiselle alttiina olevilta pinnoilta rakenteen poikkileikkaukseen nähden.

$$h_0 = 2 \cdot A_c / u \quad (19)$$

missä u on kosteutta haihduttavan piirin pituus [mm]
(SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, s. 34)

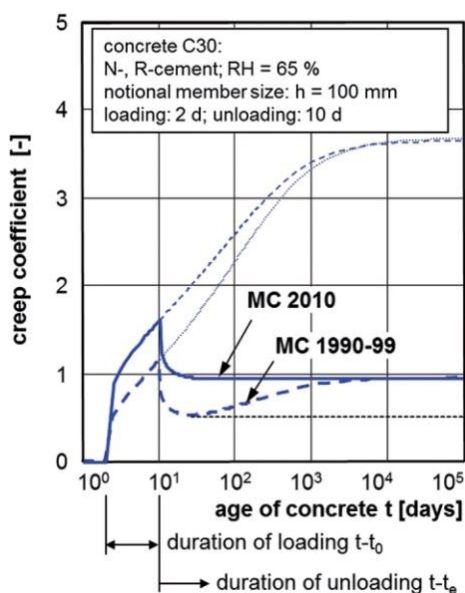
Lopullinen kutistuma on vähemmän kuin laskennasta saatu kutistuma, jos rakenteessa on kutistuman suuntaista raudoitusta, eli niin sanottu estetty kutistuma. EC:n mukaista betonin kutistumaa laskettaessa tulee kuitenkin muistaa, että se perustuu mallikoodiin CEB-FIP Model Code 1990, jonka perusolettamuksena on, että betoniluokka on välillä C20/25-C80/95 ja betonin tyyppi on perinteistä betonia. Korkeammissa betoniluokissa sisäinen kutistuma on nuoressa betonissa aggressiivisempaa, minkä vuoksi yhtälöt antavat vain suuntaa-antavia arvoja. (Müller et al. 2013, s. 321, 323-325), (Sagara ja Pane 2015, s. 1088-1089)

4.4.2 Viruma

Virumalla tarkoitetaan jännitystilän johdosta tapahtuvaa ajan myötä betonissa tapahtuvaa muodonmuutosta. Virumaa aiheutuu kaikissa jännitysolomuodoissa ja se on nopeinta, kun betoni on nuorta. Periaatteessa viruma ei koskaan pääty, mutta sen voidaan laskennallisesti päättää EC:n mukaan 70 vuoden päähän, jolloin käytännössä viruma on niin pientä, ettei sillä ole merkitystä. Viruman kaikkia osatekijöitä ei ole vielä saatu selville ja missä määrin ne vaikuttavat, mutta tähän mennessä on selvitetty, että vaikuttavia tekijöitä ovat muun muassa betonin ikä, betonin lujuus, ilman kosteus, jännitystaso, kapilaarihuokoisuus, kuormitusajankohta, rakenteen geometria, sementtiliiman määrä ja vesi-sementtisuhde. (Leskelä 2008, s. 44-47), (Suomen Betoniyhdistys Ry 2004, s. 88-90)

Eurokoodi ohjaa käyttämään virumaluvun arvioinnissa kuvaajaa (Suomen Betoniyhdistys Ry, s. 24), josta luetaan viruman arvo. Tämä antaa summittaisen arvion virumaluvusta, joka on riittävän tarkka valtaosaan suunnittelutehtävistä. CEB-FIB 1990 mallikoodi esittelee myös laskentayhtälöt, joiden perusteella kuvaajat on luotu, joita voidaan myös käyttää jos on tarvetta tarkemmalle tarkastelulle. (Leskelä 2008, s. 44-47), (Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 23-25)

EC/CEB-FIP 1990 mallikoodin viruma-luvun on todettu antavan todellista pienemmän viruman nuorella betonilla, joka jo 80 luvulla laskentamallin laadintavaiheessa huomattiin. Tämä kuitenkin hyväksyttiin, jotta mallista saadaan tarpeeksi yksinkertainen ja ajalleen tyypilliseen käsinlaskentamuotoon. Uudessa mallikoodissa fib Model Code 2010 nuoren betonin viruma on korjattu vastaamaan paremmin todellista arvoa (ks. Kuva 15). (Müller et al. 2013, s. 325-327)



Kuva 15. Mallikoodien 2010 ja 1990 virumanlukujen (creep coefficient) välinen ero kun kuormitus aloitetaan ($t_0=2$ päivää) ja lopetetaan samaan aikaan ($t=10$ päivää). (Müller et al. 2013, s. 326)

Mantteloitavan pilarin viruminen voidaan huomioida, jos rakenne on alle 70 vuotta vanha. Pilarin viruminen helpottaa rajapinnan rasituksia, jolloin käytännössä pilarin viruma voidaan vähentää manttelin virumasta.

4.4.3 Kutistuman ja viruman huomioiminen ja ehkäisy

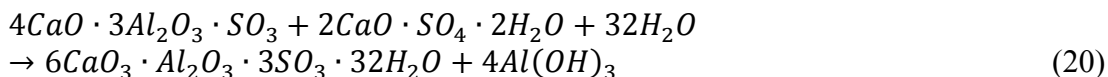
Betonin kutistumat ja virumat tulisi joko ottaa huomioon rakennetta mitoittaessa tai todettava niiden olevan merkityksellisiä. Kutistumat ja virumat rasittavat leikkausliittimiä, jotka menevät pilarilta mantteliin. Rakenteessa tapahtunutta estettyä kutistumaa, betoniin saattaa muodostua halkeamia. Nämä muodonmuutokset voidaan huomioida kuvitteellisen normaalivoiman avulla, joka vastaa saatua muodonmuutosta esimerkiksi kohdan 4.4.6 yhtälöiden avulla. Betoniin kohdistuva vetojännitys estetystä kutistumasta ei kuitenkaan saa ylittää betonin vetolujuutta missään vaiheessa tai muuten betoni halkeaa. Tämä normaalivoima jaetaan rajapinnalle leikkausjännitykseksi, jonka rajapinnan tulisi ottaa vastaan muiden rakenteeseen kohdistuvien kuormitusten aiheuttamien leikkausrasituksien lisäksi.

Estetyn kutistuman on todettu vähentävän pilareiden kapasiteettia ja jäykkyyttä kutistuman aiheuttaman kaksiakselisen jännitystilan vuoksi, etenkin normaalijännitetyissä rakenteissa. Kasvattamalla raudoituspinta-alaa poikkileikkauksessa estetyn kutistuman määrä kasvaa, mikä altistaa rakennetta halkeilulle. Mantteloidussa tapauksessa myös ydin aiheuttaa rasituksia manttelin betonin kutistuessa. FEM-analyysi (finite element method) on erittäin suositeltava menetelmä kutistuman aiheuttamien jännitystilojen tarkasteluun. (b: Lampropoulos ja Dritsos 2011, s. 1596, 1600-1601)

Valtaosa kutistumisen vaikutuksen minimoimismenetelmistä keskittyy betonin kutistumisen myöhäistämiseen, jolloin annetaan betonin lujuudenkehityksen tapahtua rauhasa ja vältetään nuoren betonin halkeaminen. Kastelu-kuivamis sykleillä ja jälkihoitoaineilla voidaan vähentää nuoren betonin kutistumia. Jälkihoitoaineilla pyritään saada betonissa oleva vesi pysymään rakenteessa, jotta tämä ei pääsisi haihtumaan. Kastelu-kuivaus sykleillä pyritään lisäämään rakenteeseen vettä, jotta hydratoituneen tai haihtuneen veden tilavuus korvataan lisätyllä vedellä ja rakenteen tilavuus pysyisi samana. (Kronlöf ja Salparanta 2006, s. 6), (Soliman ja Nehdi 2012, s. 131, 134)

Kutistumia voidaan minimoida pienentämällä vesi-sementtisuhdetta, kasvattamalla kiviaineksen maksimiraekokoa ja/tai kiviaines määrän kasvattamisella. Matalan vesi-sementtisuhteen omaavassa betonissa sisäinen kutistuma alkaa välittömästi, kun hydrataatioreaktio alkaa. Kutistuma on merkittävämpää suorakaiteen muotoisella pilarilla kuin neliön muotoisella pilarilla. (Anttila 2016)

Kutistumia voidaan rajoittaa myös lisäaineilla, kuten vettä imevillä hienojakoisilla polymeereillä (superabsorbent polymeer SAP), kutistumisenvähennysaineella (shrinkage reducing admixtures SRA) ja paisuttimella. SAP:t perustuvat partikkeleiden veden varastointikykyyn ja ne luovuttavat vettä ajan myötä toimien näin betonin sisäisenä jälkihoitona. SAP:n vaikutus puristuslujuuteen riippuu annostelumäärästä, mutta oikein annosteltuna ei merkittävää vaikutusta ole. SRA:t alentavat veden pintajännitystä huokosissa, jolloin betonista haihtuu vähemmän vettä. VTT on tehnyt vertailua kaupallisista SAP- ja SRA-tuotteista Suomessa, jossa esitellään tuotteiden soveltuvuudet erityyppisiin rakenteisiin. (Kronlöf ja Salparanta 2006). SAP- ja SRA-lisäaineet myöhästyttävät kutistuman alkamisajankohtaa, kun betoni on ehtinyt jo jonkin verran kovettua ja näin ennalta ehkäisevät kutistumishalkeamia. Paisuttimilla kasvatetaan betonin tilavuutta pysyvästi ja se onkin kutistumista estävä menetelmä. Paisuttimessa esimerkiksi kalsiumsulfoaluminaatti reagoi kipsin ja veden kanssa muodostaen ettringiittiä (ks. yhtälö (20)). (Collepardi et al. 2004, s. 705), (Kronlöf ja Salparanta 2006, s. 6), (Meddah ja Sato 2010, s. 65), (Soliman ja Nehdi 2012, s. 131, 134), (Ukrainczyk et al. 2013, s. 84)



missä $4CaO \cdot 3Al_2O_3 \cdot SO_3$ on kalsiumsulfoaluminaatti
 $2CaO \cdot SO_4 \cdot 2H_2O$ on kalsiumsulfaattidihydraatti (ts. kipsi)
 H_2O on vesi
 $6CaO_3 \cdot Al_2O_3 \cdot 3SO_3 \cdot 32H_2O$ on ettringiitti
 $Al(OH)_3$ on alumiinihydroksidi
 (Ukraincyyk et al. 2013, s. 84)

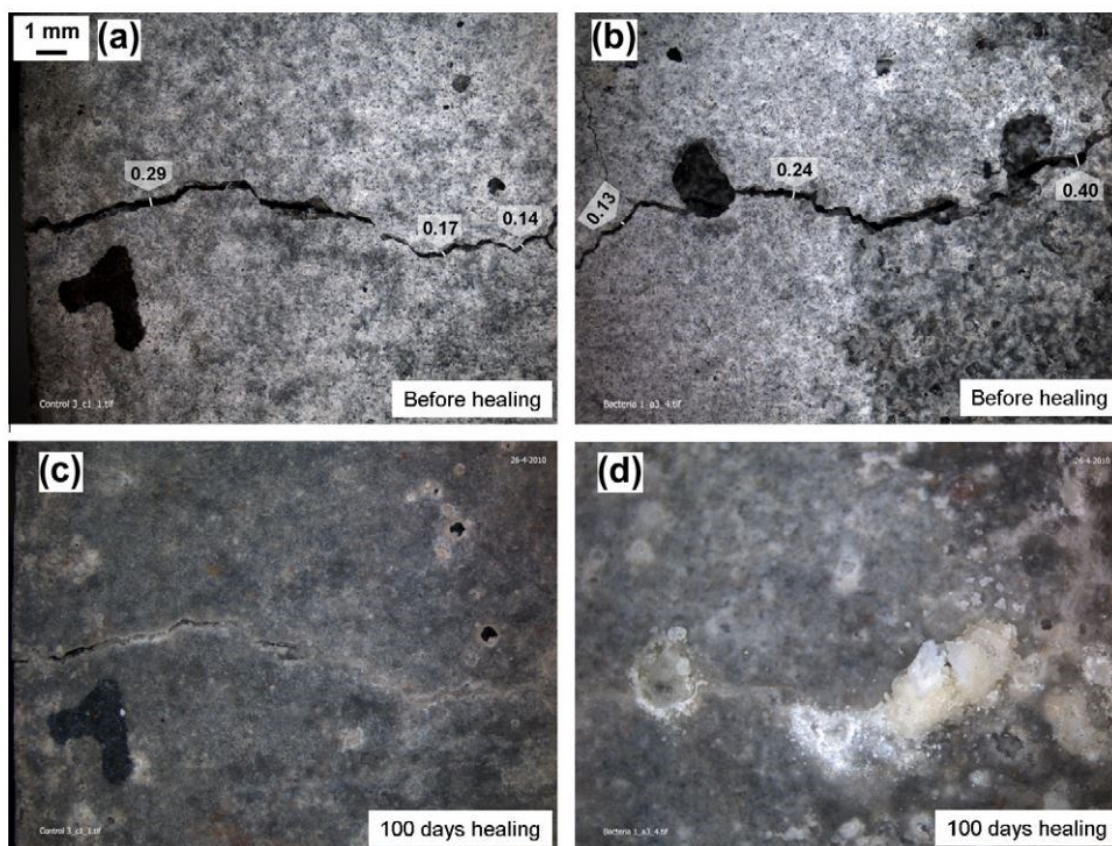
Toisessa menetelmässä ylimääräinen kalkki reagoi veden kanssa muodostaen kalsiumhydroksidia eli niin sanottua sammutettua kalkkia (ks. yhtälö (21)). (Collepari et al. 2004, s. 705), (Meddah ja Sato 2010, s. 65)



missä CaO on kalsiumoksidi (ts. kalkki)
 H_2O on vesi
 $Ca(OH)_2$ on kalsiumhydroksidi (ts. sammutettu kalkki)
 (Meddah ja Sato 2010, s. 65)

Kutistumia voidaan myös vähentää lisäämällä betonimassaan huokoista kiviainesta, kuten kevytsoraa. Kevytsora toimii betonissa veden absorboijana SAP:n tapaan. Menetelmä ei ole yhtä tehokas kuin lisäaineiden käyttö ja se pudottaa betonin puristuslujuutta. Paisuttimen, SRA:n ja kierrätetyn kevytsoran yhteiskäytön on todettu vähentävän nuoren betonin kutistumia tehokkaasti, kuten näillä on vaikutus erikseenkin (Collepari et al. 2004, s. 708), (Meddah ja Sato 2010, s. 73), (Hwang ja Khayat 2008, s. 509). Lisäaineiden, etenkin paisuttimet kasvattavat usein betonin hintaa niin paljon, ettei niitä haluta käyttää suurissa massoissa.

On myös mahdollista sallia betonin mikrohalkeaminen ja antaa sen korjautua, käyttämällä itsestään korjautuvaa betonia. Betonille on jo tehty konseptikohteita kuten kastelukanavia Ecuadoriin ja parkkihalli Alankomaihin. Halkeaman kuroutuminen vanhassa betonissa (>20 vuotta) saattaa olla kyseenalaista, mutta muun muassa nuoren betonin kutistumahalkeamat saadaan kurottua näin umpeen. Menetelmässä betoniin lisättävään aiheeseen on istutettu bakteereita (*Bacillus alkalinitrilicus*) ja kalsiumlaktaattia. Rakenteen altistuttua vedelle bakteerit tuottavat mikrohalkeamiin kalsiumkarbonaattia. Tutkimukset ovat osoittaneet, että alle 0,5 millimetrin halkeamat saadaan kuroutumaan 100 päivässä (ks. Kuva 16) käyttämällä kyseistä biokemiallista lisäainetta. Lisäaine tuo betoniin lisähintaa noin 50 prosenttia, joka saattaa vähentää tuotteen houkuttelevuutta. Tuotetta myydään betonin ja rappauksen lisäaineena kuin myös netemäisenä pintalevitteenä. Käytännössä tuotteen käytöstä tarvitaan vielä kokemusta, jotta tiedetään lisäaineen pitkän ajan ominaisuuksista betonissa ja onko tuotteella vaikutusta pinta-luokkaan ajan saatossa. (Basilisk), (Meghan 2015, s. 20), (Wiktor ja Jonkers 2010, s. 764-769)



Kuva 16. Stereomikroskooppikuvaa kontrollikappaleesta ilman lisäainetta (a) halkeaman synnyttyä ja (c) 100 päivää halkeaman jälkeen sekä betonikappaleesta johon on lisätty biokemiallinen lisäaine (b) halkeaman synnyttyä ja (d) 100 päivää halkeaman jälkeen. (Wiktor ja Jonkers 2010, s. 765)

Kutistumien vaikutuksia kuorman jakautumisen kannalta voidaan vaikuttaa valamalla pilari kahdessa osassa, jolloin yläosa valetaan myöhemmin muuta rakennetta. Kutistuminen tapahtuu nopeinten, kun hydratoituminen alkaa ja hidastuu ajan saatossa. Kerralla valaessa yläpinta pyrkii vetäytymään kutistuman johdosta, ellei yläpinnassa ole tarpeeksi raudoitusta estämään kutistumia. Tämä tarkoittaa, että suurempi osa kuormasta siirtyy alkuperäiselle pilarille. Valaessa manttelin yläpinta myöhemmin ja käyttämällä esimerkiksi paisutinta, voidaan välttää ainakin osa kutistuman aiheuttamasta häviöstä.

Korkea- ja ultrakorkealujuusbetonilla päästään pienempään virumaan, mutta tällöin kutistumat kasvavat. Betonin vesi-sementtisuhteen pienentyminen johtaa veden matalampaan kapilaari-imeun ja myös pienentäen diffuusiota kiinteämmän huokosrakenteen takia. (Sagara ja Pane 2015, s. 1093)

Rakenteen kutistuman ja viruman laskennallinen arvo riippuu käytettävissä olevasta sementtityypistä. Sementti tyypeistä R tarkoittaa sementtityypin lujuusluokkia CEM 42,5 R, CEM 52,5 N ja CEM 52,5 R, N tarkoittaa sementtityypin lujuusluokkia CEM 32,5 R ja CEM 42,5 R ja S tarkoittaa sementtityypin lujuusluokkaa CEM 32,5 N. Sementtityypin lujuusluokalla tarkoitetaan sementin saavuttamaa varhaislujuutta. (Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 19, 23-26), (SFS-EN 197-1 2012, s. 17)

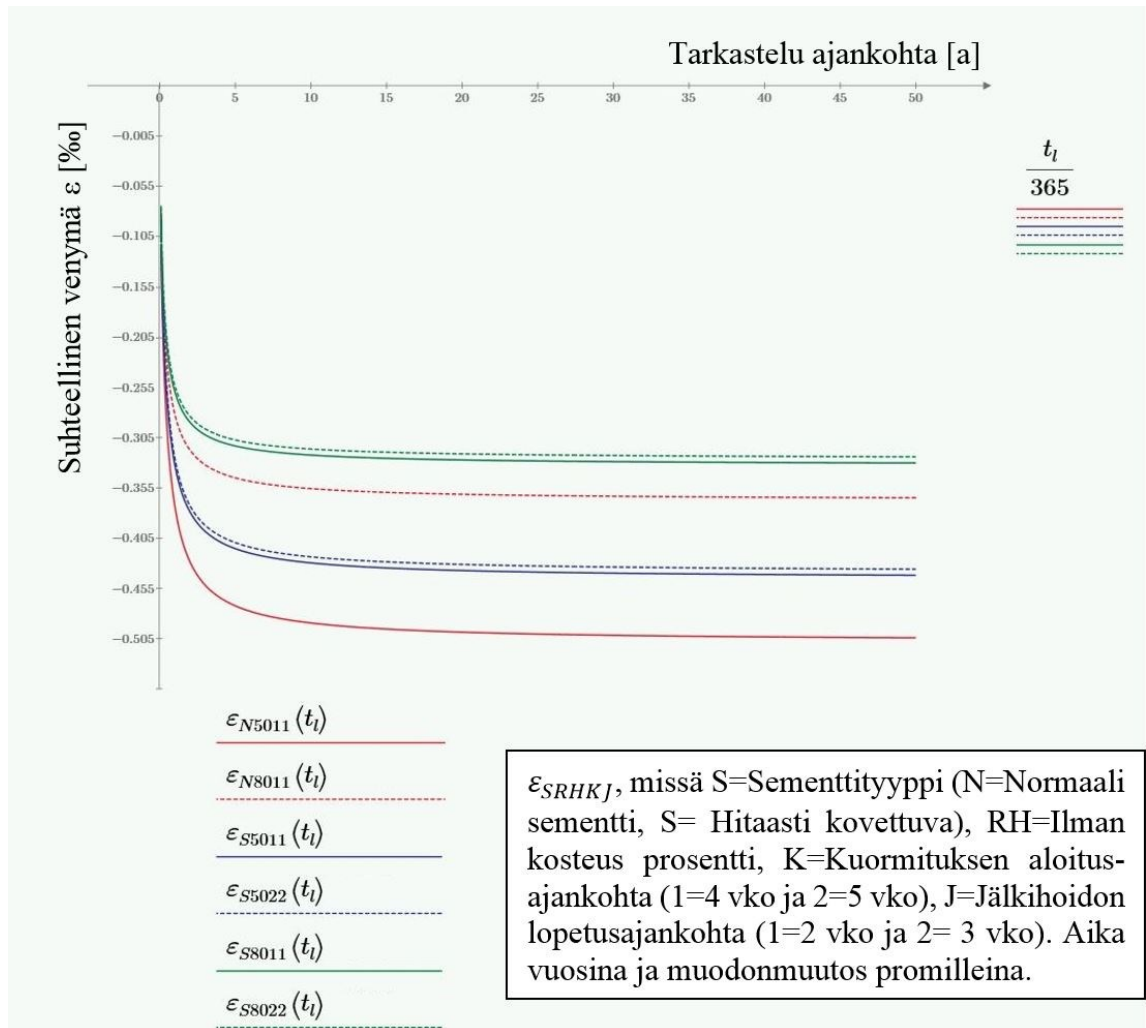
4.4.4 Kutistumien vertailulaskelmat

EC:n ja fib Model Code 2010:n mukaisista kutistumamalleista tehtiin vertailulaskelmat, jotta betonin kutistuman suuruusluokasta saadaan käsitys laskennallisesta näkökulmasta. Onko menetelmien tuloksissa suuria eroja, vai ovatko ne täysin yhteneväiset? Virumien eroavaisuuksissa on tiettävästi eroa, jonka syyt ovat jo hyvin selvillä (Müller et al. 2013, s. 325-327). Virumien eroavaisuuksista lisää kohdassa 4.4.2. Kutistumien ja virumien vaikutuksia eri tekijöihin vertailtiin erikokoisilla mantteleilla. Pilarin korkeudeksi ja leveydeksi asetettiin kaksi eri tapausta, 280 ja 480 millimetriä sekä manttelin paksuudeksi 150 ja 200 millimetriä. Mantteleiden paksuuksien ja pilareiden pinta-alojen suhde valittiin tutkimusten perusteella (Ersoy et al. 1993, s. 289-290) (Lampropoulos et al. 2012, s. s. 1029-1030), (Lampropoulos ja Dritsos 2010, s. 1598), (Thermou et al. 2007, s. 1378). Pilarikokoina käytettiin talonrakennuksessa yleisesti käytössä olevia kokoja. Manttelin raudoitussuhteet ja tarkemmat tiedot ks. Taulukko 4. Kutistuman oletettiin tapahtuvan pelkästään pilarin pituussuunnassa, jolloin manttelin ja pilarin välistä kiinnitystä ei huomioitu. Tämä perusteltiin sillä, että laskentayhtälöstä saadaan yksinkertainen, mutta kutistuman ja viruman tekijöiden vaikuttavien tekijöiden merkittävyyteen päästään käsiksi. Kuormitus valittiin niin, että manttelille jää 60 % kapasiteetti kuormituksesta. Raudoitus valittiin siten, että raidat mahtuvat poikkileikkaukseen, raudoitus on järkevä ja raudoitussuhteet ovat lähellä toisiaan. Pilarin pituutta ei huomioitu laskelmassa, sillä pituudella ei ole vaikutusta suhteellisiin muodonmuutoksiin, joita vertailtiin.

Taulukko 4. Tarkasteltavien mantteleiden tiedot.

	Pilari hxb [mm]	Mantteli m [mm]	Raud.suhd. ρ [-]	Betoni f _{ck} [MPa]	Teräs f _{yk} [MPa]	Kuormitus F [kN]	Kuorma manttelille F ₂ [kN]	Normalisoitu akselial- kuorma F/(Σf _{ck} A _c) [-]
Tapaus 1	280x280	150	2,50 %	30	500	4000	3151	0,41
Tapaus 2	280x280	200	2,62 %	30	500	5500	4662	0,41
Tapaus 3	480x480	150	2,56 %	30	500	7000	4618	0,41
Tapaus 4	480x480	200	2,59 %	30	500	9000	6629	0,41

EC:n kutistuman ja viruman mallin perusteella jälkikäsitteilyn jatkamisella on suurempi vaikutus kuin kuormitusajankohdan myöhäistämällä. Ilmankosteuteen voi olla vaikea vaikuttaa, mutta kosteammassa tilassa rakenteen kutistumat ovat selvästi vähäisempiä. Tämä johtuu todennäköisesti rakenteen saavuttaessa korkeamman hydratoitumisasteen jo alkuvaiheessa, eli toisin sanoen vedelle alttiina olevaa sementtiä ei ole enää rakenteessa yhtä paljon vaan ne ovat reagoineet (hydratoituneet) jo ilman kosteuden ja rakenteeseen syötetyn veden kanssa. Kuva 17 selventää hyvin kuinka eri tekijät vaikuttavat rakenteen lopulliseen kutistumaan 50 vuoden kuluttua.



Kuva 17. Tapauksen 2 eri tekijöiden eroavaisuuksia havainnoiva kaavio lopulliseen vi-
ruman ja kutistuman aiheuttamaan muodonmuutokseen.

Laskelmien mukaan kuormitusajankohdan ja jälkihoidon lopetusajankohdan muutoksella on vähäisiä vaikutuksia lopulliseen muodonmuutokseen, mutta näillä on suurempi vaikutus nuoren betonin kutistumiin, joilla voidaan välttää kutistumishalkeamat, kun lujuus ei ole vielä ehtinyt kehittyä. Lopullisten kutistumien minimoimiseksi järkevä vaihtoehto on käyttää hitaasti kovettuvaa sementtiä. Liitteessä 1 ja 2, on esitetty tarkemmin kutistumien vaikutuksia eri tapauksissa eurokoodin laskentakaavan perusteella ja vertailtu tuloksia myös fib mallikoodin laskentamalliin. Kutistumien minimoimismenetelmien merkittävyys kasvaa kun manttelin paksuus ohenee. Toisaalta mallien mukaan kutistumat pienevät hieman mitä paksumpi mantteli on. Kutistumat aiheuttavat rajapintaan leikkausta, joka siirtyy joko rajapinnan kitkan tai leikkausliittimien avulla. Esimerkiksi tapauksessa 2 perustapaus aiheuttaa rajapintaan eurokoodin laskentamallin mukaan 50 vuoden kuluttua jo 1,3 MPa jännityksen, jos rajapinta on jäykästi kiinni (ks. Liite 2 sivu 12). Rajapinnan välisen leikkauksen mitoittamisesta lisää kohdassa 4.5.

4.4.5 Lämpötilaerot

Manttelin ja pilarin välillä tapahtuu myös lämpötilaeroista aiheutuvaa jännitystä. Betonin lämmönjohtavuus on niin hyvä, että ulkoilman lämpövaihtelut eivät käytännössä vaikuta jännitystiloihin. Suurin lämpötilaero voi aiheutua manttelin betonin hydratoituessa, jolloin hydrataatioreaktion tuottama lämpö aiheuttaa pilarin ja manttelin välille lämpötilaeron. Ellei lämpötilamuutoksia pystytä minimoimaan betonimassan koostumuksella, tulee ne ottaa huomioon, joko laskennallisesti tai mittaamalla. Lämpötilakutistumia pitkäaikaistarkastelussa voidaan arvioida Liikenneviraston ohjeen mukaan yhtälön (22) avulla. (Liikennevirasto 2011, s. 33-35)

$$dT(t) = 0,75 \cdot dT_{max}(t) + T_m - T_0 \quad (22)$$

missä $dT(t)$ on lämpötilaero kutistumia laskettaessa [°C]
 $dT_{max}(t)$ on lämpötilan suurin positiivinen muutos [°C]
 t on tarkasteltava ajanhetki tunteina [h]
 T_m on tuoreen massan lämpötila [°C]
 T_0 on ulkolämpötila (vanhan rakenteen lämpötila) [°C]
 (Liikennevirasto 2011, s. 29)

Rakenteen suurin lämpötilamuutos saadaan selville yhtälön (23) avulla.

$$dT_{max}(t) = T_m \cdot k_{max} \cdot k_{\delta} \quad (23)$$

missä k_{max} on kerroin maksimi lämmölle, ks. Taulukko 5 [-]
 k_{δ} on manttelin paksuudesta riippuva kerroin, ks. Taulukko 6 [-]
 (Liikennevirasto 2011, s. 35)

Kertoimet k_{max} ja k_{δ} voidaan katsoa taulukoista 5 ja 6. Väliarvot voidaan tarvittaessa interpoloida.

Taulukko 5. Maksimilämmön kertoimen määrittäminen (Liikennevirasto 2011, s. 35)

Tuoreen massan lämpötila [°C]	Kerroin maksimi lämmölle [-]
5	0,72
10	0,8
15	0,9
20	1
25	1,13
30	1,26

Käytännössä yli 100 mm paksun manttelin lämpötilaerot tulee ottaa huomioon. Tätä ohuemmilla mantteleilla lämpötilaerojen vaikutukset ovat häviävän pienet. (Liikennevirasto 2011, s. 35)

Taulukko 6. Manttelin paksuudesta riippuvan kertoimen määrittäminen CEM I tai II –N, 300 kg/m³ sementti tyyppille. (Liikennevirasto 2011, s. 35)

Paksuus [m]	k_{δ} -kerroin
0,5	1
0,3	0,66
0,1	0

Muuttamalla sementtiluokkaa nopeasti kovettuvaksi sementtiluokaksi rakenteen lämpötilaerot kasvavat merkittävästi. Tällöin suunnittelijan tulee aina ilmoittaa seurausvaatimukset. (Liikennevirasto 2011, s. 30)

4.4.6 Raudoituksen ja betonin välinen vuorovaikutus

Elastisella muodonmuutoksella tarkoitetaan rakenteessa tapahtuvaa muodonmuutosta sitä kuormittaessa sellaisella voimalla, ettei rakenteeseen tapahdu vielä pysyvää muodonmuutosta. Tavallisen betonin (< C50/60) murtopuristuma saavutetaan kun suhteellinen puristuma on 3,5 %. Eurokoodi ohjaa käyttämään harjateräsvalmistajan mukaista murtovenymän arvoa. Murtovenymän arvona voidaan käyttää 7%:a tilanteissa, joissa käytetään hyväksi myötölujittumista tai joissa murtovenymän arvoja ei ole saatavilla. Suurinta veto-voimaa vastaava venymänä voidaan käyttää EC:n liite C:n mukaisia venymiä. Kutistumia tarkastellessa tulisi ottaa huomioon myös betonin ikä (enemmän kutistumasta ja virmasta kohdissa 4.4.1, 4.4.2 ja 4.4.3). (Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 22, 27 ja 33) (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 200)

Harjaterästen ja betonipilarin pituuden muutokset voidaan asettaa yhtä suuriksi ($\Delta L_c = \Delta L_s$). Betonipilaritapauksessa johon vaikuttaa keskeinen pystykuorma voidaan johtaa Hooken lain perusteella betonissa vaikuttavaksi pystykuormaksi, ks. yhtälö (24). (Salmi ja Pajunen 2010, s. 138)

$$N_c = \frac{N}{\left(\frac{E_s \cdot A_s}{E_{cm} \cdot A_c} + 1\right)} \quad (24)$$

missä N_c on betonissa vaikuttava normaalivoima [N]
 N on rakenteeseen kohdistuva normaalivoima [N]
 A_s on harjateräksen poikkipinta-ala [m²]
 E_{cm} on betonin keskimääräinen kimmokerroin [MPa]

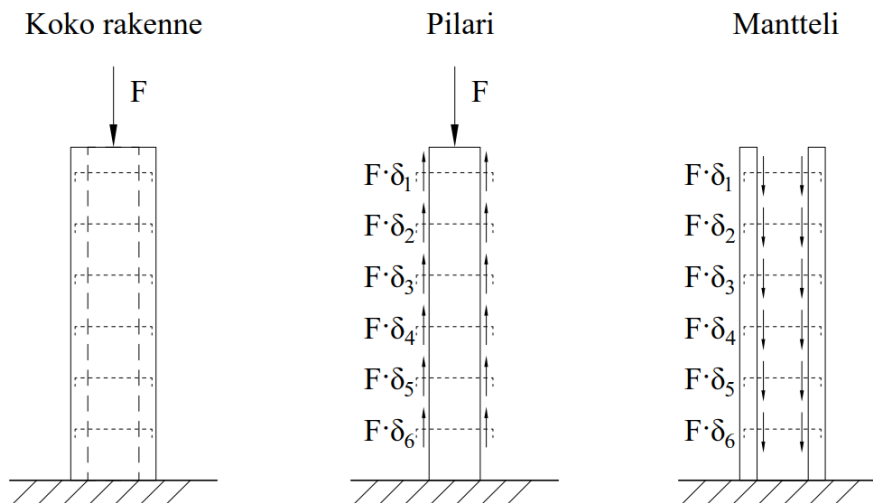
Lopullinen suhteellinen plastinen puristuma saadaan myös Hooken lain avulla, yhtälössä (25) valmiiksi johdettu yhtälö suhteelliselle puristumalle betonissa.

$$\varepsilon_c = \frac{N_c}{A_c \cdot E_{cm}} \quad (25)$$

missä ε_c on betonin suhteellinen muodonmuutos kimmoisesta kokoonpuristumasta [-]

Pilarin ja manttelin elastiset muodonmuutokset tulisi tarkastella erikseen, sillä ne ovat loppujen lopuksi kaksi erillistä rakennetta, joiden välillä vaikuttaa jousivakio. Monoliittisessa kappaleessa vastaavaa tarkastelua tarvitse tehdä. Esimerkissä on esitetty puristetun

pilarin ja manttelin toimintaperiaate (ks. Kuva 18). Pilarin yläpäässä vaikuttaa puristava kuorma, joka siirretään manttelille. Pilarin ja manttelin yhteistoiminnan voi tarkastella myös yhtenä monoliittisena kappaleena, jonka kestävyysarvot kerrotaan monoliittisyyskertoimella, jotta rakenne vastaa todellista rakennetta. Monoliittisyyskertoimista lisää kohdassa 4.8.2. Esimerkin mukaista tilannetta tulisi kuitenkin välttää, mutta tilanne kuvaa hyvin rakenteen toimintaperiaatetta. Kuorma tulisi jakaa mahdollisimman tasan jäykkyyksien suhteessa pilarille ja manttelille, jotta leikkausliittimet rasittuisivat mahdollisimman vähän.

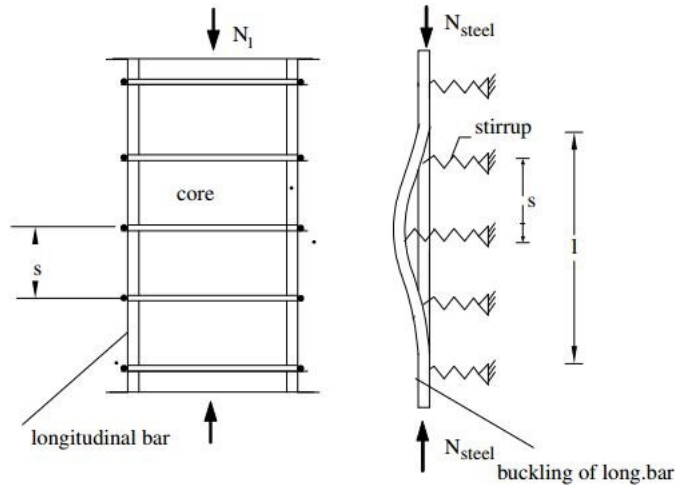


Kuva 18. Pilarin ja manttelin rakennemallit. δ –kertoimet kuvaavat osuutta kuormasta F .

Jännittämättömien liittimien rasitukset johtuvat pääasiassa elastisista muodonmuutoksista puristettaessa ja taivuttaessa, sekä kutistumasta ja virumasta.

4.4.7 Raudoituksen puristuskapasiteetti

Mantteliä puristaessa, mitoittavaksi osatekijäksi saattaa tulla myös pääteräksien puristuskapasiteetti. Terästä puristaessa haat toimivat nurjahdustukina, jolloin teräksen nurjahduspituus riippuu hakavälistä ks. Kuva 19.



Kuva 19. Hakojen nurjahtamisen periaatekuva. (Champione ja Minafó 2010, s. 2758)

Pääteräksen nurjahduspituus riippuu teräksen jäykkyydestä sekä hakojen jousivakiosta (katso yhtälö (26)).

$$L_{s.cr} = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{E_r \cdot I_{s1}}{6 \cdot k_{ha}} \right)^{1/4} \quad (26)$$

missä $L_{s.cr}$ on harjateräksen nurjahduspituus [m]
 E_r on harjateräksen redusoitu kimmokerroin [MPa]
 I_{s1} on yksittäisen harjateräksen jäyhyysmomentti [m⁴]
 k_{ha} on hakojen kuvitteellinen jousivakio per metri [MPa]
 (Campione et al. 2013, s. 1722)

Harjateräksen redusoitu kimmokerroin on ratkaistu trigonometrisesti nurjahtaneen teräksen janteen puolivälistä ks. yhtälö (27). (Papia ja Russo 1989, s. 383-384)

$$E_r \approx E_s \cdot \left(2,13 \cdot \left(\frac{E_h}{E_s} \right)^{0,88} - 4,11 \cdot \left(\frac{E_h}{E_s} \right)^2 \right) \quad (27)$$

missä E_h on kovettumismoduli, joka voidaan yksinkertaistaa olevan $E_s \cdot 0,03$ [MPa]
 (Papia ja Russo 1989, s. 383-384)

Yksittäisen harjatangon jäyhyysmomenttia pienennetään myös oletetun taivutuksen myötä kertoimella 4/64. Hakojen kuvitteellinen tasan jaettu jousivakio saadaan yhtälöstä (28).

$$k_{ha} = \frac{\alpha_s}{s} \quad (28)$$

missä α_s on yksittäisen haan jousivakio [N/m]
 s on hakaväli [m]
 (Campione ja Minafó s. 2758)

Jousivakio haalle, haan nurkassa, elastisella alueella saadaan yhtälöstä (29).

$$\alpha_s = \frac{E_s \cdot \pi \cdot \phi_h^2}{\gamma_p \cdot (B - c)} \quad (29)$$

missä ϕ_h on haan halkaisija [m]
 B on manttelin tai pilarin sivumitta, riippuen pääteräksestä [m]
 c on terästen suojaetäisyys manttelin ulkopinnasta [m]
 γ_p on pääteräksen sijainnista riippuva kerroin. Tarkastellessa nurkassa sijaitsevaa pääterästä $\gamma_p = 2$ [-]
 (Campione ja Minafó s. 2758), (Campione et al. 2013, s. 1721)

Jousivakio vastaavasti haan reunassa, elastisella alueella saadaan yhtälöstä (30)

$$\alpha_s = \frac{E_s \cdot \pi \cdot \phi_h^3}{\gamma_p \cdot (B - c)^3} \quad (30)$$

missä ϕ_h on haan halkaisija [m]
 B on manttelin tai pilarin sivumitta, riippuen pääteräksestä [m]
 c on terästen suojaetäisyys manttelin ulkopinnasta [m]
 γ_p on pääteräksen sijainnista riippuva kerroin. Tarkastellessa haan puolivälissä sijaitsevaa pääterästä $\gamma_p = 3$ [-]
 (Campione ja Minafó s. 2758), (Campione et al. 2013, s. 1721)

Teräksen keskimääräinen puristuslujuus on riippuvainen teräksen hoikkuusluvusta ja teräksen kimmokertoimen neliöjuuresta. Puristuslujuus ensimmäisen nurjahduksen tapahtuttua laskee, ja sen nopeus riippuu jännitys-venymä suhteesta, kunnes venymä saavuttaa tason ε^* . Tämän jälkeen jännitys putoaa lähes lineaarisesti, jolloin kulmakertoimenä toimii kovettumismoduli E_h . Teräksen minimi jännitykseksi jää 20 % maksimikapasiteetista. Teräksen jännitys-venymä yhteys edellisen kuvauksen mukaan nurjahduksen alkupisteen jälkeen voidaan kirjoittaa yhtälön (31) mukaisesti. (Dhakal ja Maekawa 2002, s. 1145)

$$\begin{cases} \frac{\sigma}{\sigma_l} = 1 - \left(1 - \frac{\sigma^*}{\sigma_l^*}\right) \cdot \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_y}{\varepsilon^* - \varepsilon_y}\right), \text{ kun } \varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon^* \\ \sigma = \sigma^* - E_h \cdot (\varepsilon - \varepsilon^*), \text{ kun } \varepsilon^* < \varepsilon \end{cases} \quad (31)$$

missä σ on jännitys rakenteessa, kuitenkin $\sigma \geq 0,2 \cdot f_{yk}$ [MPa]
 σ^* on jännitys joka vastaa ε^* venymää [MPa]
 σ_l ja σ_l^* on venymää vastaava jännitystaso [MPa]
 ε^* on venymäpiste, jonka jälkeen teräksen käyttäytyminen muuttuu [-]
 ε_y on teräksen myötövenymä [-]
 (Dhakal ja Maekawa 2002, s. 1145)

Venymän välitaso voidaan laskea yhtälön (32) avulla.

$$\frac{\varepsilon^*}{\varepsilon} = 55 - 2,3 \cdot \frac{L_{s,cr}}{\phi_{pt}} \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{100}} \geq 7 \quad (32)$$

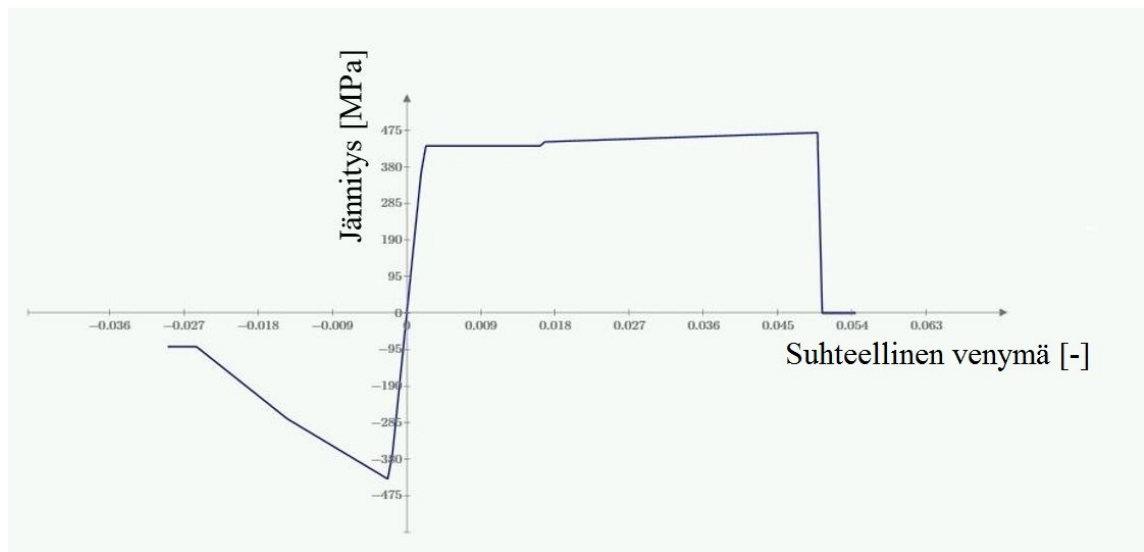
missä ϕ_{pt} on pääteräksen halkaisija [m]
 f_{yk} on betoniteräksen nimellinen myötölujuus [MPa]
 (Dhakal ja Maekawa 2002, s. 1145)

Jännityksen välitaso voidaan laskea yhtälön (33) avulla.

$$\frac{\sigma^*}{\sigma_l^*} = \alpha \cdot \left(1,1 - 0,016 \cdot \frac{L_{s,cr}}{\phi_{pt}} \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{100}} \right), \text{ missä } \frac{\sigma^*}{f_{yk}} \geq 0,2 \quad (33)$$

missä α on teräksen myötötilasta riippuva kerroin. Lineaarisesti kovettuvilla teräksillä $\alpha = 1,0$ ja elastoplastisilla teräksillä $\alpha = 0,75$ [-]
 (Dhakal ja Maekawa 2002, s. 1145)

Kuva 20 esittää B500B teräslaadun jännitys-venymä kuvaajaa eräässä pilarimanttelin tapauksessa. Puristuspuolella on sovellettu edellä mainittua teräksen nurjahtamisen yhtälöä ja vetopuolella lineaarista mallia. Mallissa vetopuolella teräksen lineaarinen myötölujittuminen alkaa kun teräksen venymä saavuttaa kahdeksan kertaisen myötövenymän. Kuvausta voimme havaita, että laskennallinen puristuskapasiteetti saattaa vähentyä huomattavasti puristuslujuuden ylittäessä puristuskapasiteetin.



Kuva 20. Laskennallinen jännitys-venymä kuvaaja suomessa yleisesti käytössä olevalle B500B teräkselle.

Teräksen nurjahtaessa ympäröivän betonin on syrjädyttävä teräksen tieltä, joka tarkoittaa betonin halkeamista tai lohkeamista. Pilarin kannalta tilanne ei ole yhtä kriittinen kuin manttelin, sillä manttelivalu tarjoaa pilarin teräksille vaakatuken. Manttelissa betonin syrjäytyminen tarkoittaa suojabetonin halkeamista. Tämä on nähtävissä selvästi puristus-murtotapauksessa (ks. Kuva 21), jossa voidaan havaita teräksen nurjahdus. Teräksen nurjahduksen tapahduttua pala betonia ei ole enää käytettävissä puristukselle, josta on seurattava neutraaliakselin siirtyminen tai rakenteen murto.



Kuva 21. Yliraudoitettun palkin puristusmurto, josta voi havaita puristuspuolella nurjah-taneen harjateräksen.

Teräksen nurjahdusmuoto riippuu useista tekijöistä, jotka vaikuttavat myös puristuspuo-
len jännitys-venymäkäyrään. Jännitys-venymäkäyrän perusteella pääteräksien jännitys-
taso tulisi tarkastaa ja suunnitella nämä siten, etteivät betoniteräksen pääse nurjahtamaan
murtorajatilatapauksissa. Terästen puristuskäyttäytyminen tulee esiin lähinnä yliraudoi-
tetuissa mantteleissa ja rakenteen tarkassa mallintamisessa, jolloin teräksen käyttäytymi-
nen puristettuna on otettu huomioon esimerkiksi dynaamisia kuormia mallinnettuna.
(Campioni et al. 2013, s. 1721)

4.5 Leikkaus manttelin ja pilarin rajapinnassa

Rakenne pyritään saamaan toimimaan mahdollisimman monoliittisesti karhentamalla pi-
larin pintaa, levittämällä tartunta-ainetta pilariin, käyttämällä korkeampaa lujuusluokkaa
manttelissa kuin pilarissa ja käyttämällä teräsliittimiä rakenteiden välissä. Teräsliittimien
toiminta ei estä merkittävästi pintojen välistä delaminoitumista, mutta rajapinnan sitkeys
ja leikkauskestävyys ovat riippuvaisia rajapinnan teräspinta-alasta. Rajapinnan kestä-
vyyttä voidaan kasvattaa luomalla rajapintojen väliin puristusta, esimerkiksi jännittämällä
teräsliittimet. (Júlio et al. 2005, s. 252) (Randl 2013, s. 237)

4.5.1 Rajapinnan kestävyys

Leikkauskestävyyden laskenta riippuu valitusta leikkaus liittimestä, kuormitustapauksista
ja rajapinnan käsittelystä. Leikkausliittiminä voidaan käyttää kemiallisin ankkurein kiin-
nitettyä harjaterästankoa (myös adheesio ankkuri) tai pilarin läpi poratun reiän kautta pu-
jotettua harjaterästä. Rajapinnan leikkaus voidaan jakaa kolmeen osaan, rajapinnan väli-
seen kitkaan, koheesioon, sekä liittimen toimintaan. Yhtälössä (34) on esitetty rajapinnan
toiminnan yleinen kaava. (Thermou et al. 2007, s. 1373)

$$v_{ri} = v_a + \mu \cdot \sigma_n + v_d \quad (34)$$

missä v_{ri} on rajapinnan leikkauskapasiteetti [MPa]
 v_a on rajapinnassa vaikuttavan adheesion leikkauskapasiteetti [MPa]
 μ on rajapinnassa vaikuttava kitkakerroin [-]
 σ_n on rajapinnassa vaikuttava puristava jännitys [MPa]
 v_d on leikkausliittimen kapasiteetti haljenneessa betonissa [MPa]
 (Santos ja Júlio, 2012 s. 437)

Rajapinnan toiminnasta löytyy useita teorioita, jotka eivät kuitenkaan ota kantaa siihen, että betonit ovat eri aikaan valettuja, niiden lujuusluokat ja kimmokertoimet vaihtelevat, betonin kutistumista ja kovettumisolosuhteita. Eurokoodissa käytetty betonien rajapinnan leikkauskapasiteetin malli, ks. yhtälö (35) sai kritiikkiä Santosin ja Júlion teoksessa, sillä yhtälö soveltuu vain eurokoodissa erikseen määritettyihin ratkaisuihin. Valtaosaan rakentamisessa käytettyihin pintoihin yhtälö sopii hyvin. (Santos ja Júlio, 2012 s. 435-448), (Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 77), (Thermou et al. 2007, s. 1373)

$$v_{ri} = c_{co} \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (35)$$

missä c_{co} on rajapinnassa vaikuttava koheesiokerroin. Kerroin on kuitenkin 0, jos σ_n on vetoa [-]
 f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo [MPa]
 σ_n on leikkausvoiman kanssa samanaikaisesti rajapintaan nähden kohtisuorassa vaikuttava normaalijännitys. Laskennassa suurin sallittu puristusjännitys (puristus jännitys positiivisena) $0,6 \cdot f_{cd}$ [MPa]
 ρ on raudoitussuhde A_s/A_c [-]
 α on raudoituksen kulma suhteessa rajapintaan [°]
 v on lujuuden pienennyskerroin ($v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$) [-]
 (SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015, s. 91)

Eurokoodissa rajapinta voidaan luokitella hyvin sileäksi ($c = 0,025$ ja $\mu = 0,5$), sileäksi ($c_{co} = 0,35$ ja $\mu = 0,6$), karheaksi ($c_{co} = 0,45$ ja $\mu = 0,7$) ja vaarnatuksi ($c_{co} = 0,5$ ja $\mu = 0,9$). (SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015, s. 92)

Santos ja Júlio suosittelevat käyttämään fib:in mallikoodissa esitettyä leikkausjännityksen yhtälöä (36), joka perustuu sitkeään murtoon. Mallikoodissa esitellään kaksi skenaariota. Ensimmäinen skenaario on hauras käyttäytyminen, jolloin suurin osa kapasiteetista tulee betonin kitkan ja koheesion vaikutuksesta ja raudoituksella on erittäin vähäinen vaikutus käyttäytymiseen. Ensimmäinen skenaario pätee jos raudoitussuhde on pienempi kuin 5 % ($A_s/A_c < 0,05$). Haurasta laskentamallia ei suositella käytettäväksi, ellei rajapinnan välinen leikkausvoima ole erittäin vähäinen eikä rakenteeseen kohdistu dynaamisia rasituksia. Toinen skenaario on sitkeä tapaus, jossa koheesion vaikutus vähenee, mutta betonin kiviaineksen rakeiden välinen lukittautuminen voidaan ottaa huomioon. Rakennetta suunniteltaessa tulee huomioida kuitenkin, että betoni on epähomogeeninen rakennusmateriaali. Sen lujuudet kahden eri valun välillä saattavat vaihdella rajusti pieninkin alueen sisällä. (Santos ja Júlio 2012, p. 437), (Randl 2013, s. 237-239)

$$v_{ri} = c_r \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} + \mu \cdot (\sigma_n + \rho \cdot \kappa_1 \cdot f_{yd}) + \kappa_2 \cdot \rho \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}} \leq \beta_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (36)$$

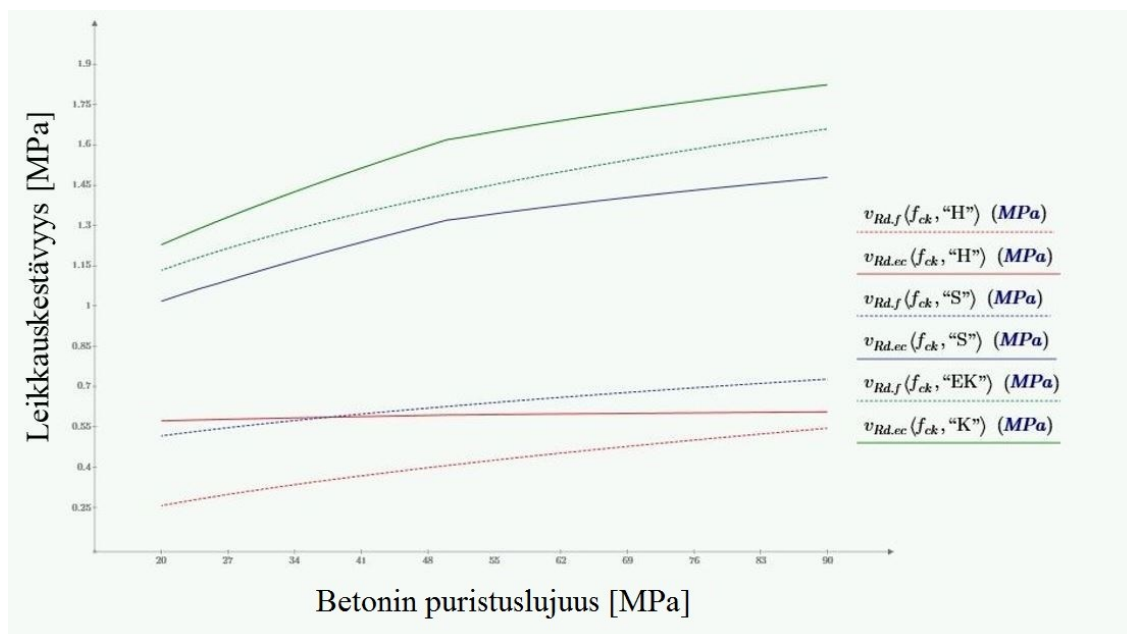
missä c_r on adheesiokerroin johon on sovellettu osavarmuuskerrointa ($\gamma_{cr} \approx 2,0$) [-]
 κ_1 on raudoituksen vetovoiman hyötysuhde [-]
 κ_2 on kerroin raudoituksen taivutukselle [-]
 β_c on kerroin jolla hyödynnetään betonin puristussauvan läpivieminen sauman yli [-]
 ν on lujuuden pienennyskerroin diagonaalisauvalle
 $(\nu = 0,55 \cdot (30/f_{ck})^{1/3} \leq 0,55)$ [-]
 (Randl 2013, s. 238), (fib 2010, 273)

Menetelmässä kertoimet on luetteloitu Taulukko 7:ssä. Taulukon karheudet perustuvat pinnan keskiarvoiseen karheussyvytyteen lasihelmimenetelmällä mitattuna, josta kerrottu lisää kohdassa 3.1. (Randl 2013, s. 235, 239)

Taulukko 7. fib:n mallikoodin 2010 yhtälössä (18) käytettävät kertoimet. (Randl 2013, s. 239)

Pinnan karheus	c_r	κ_1	κ_2	β_c	μ $f_{ck} \geq 20$	μ $f_{ck} \geq 35$
Hyvin sileä	0,0	0,0	1,5	0,3	0,5	0,5
Sileä	0,0	0,5	1,1	0,4	0,6	0,6
Karhea $R_a \geq 1,5$ mm	0,1	0,5	0,9	0,5	0,7	0,7
Erittäin karhea $R_a \geq 3,0$ mm	0,2	0,5	0,9	0,5	0,8	1,0

Yhtälö (36) ei huomioi, jos rajapinta on vaarnattu, mutta tämä on harvemmin tilanne mantteleissa. fib:n ja EC:n mallien mukaiset karheusasteet eivät suoraan vastaa toisiaan. EC:n karhea vastaa karheudeltaan fib:n erittäin karheaa ja menetelmien pinnan karheuden arviointi menetelmät myös eroavat toisistaan.

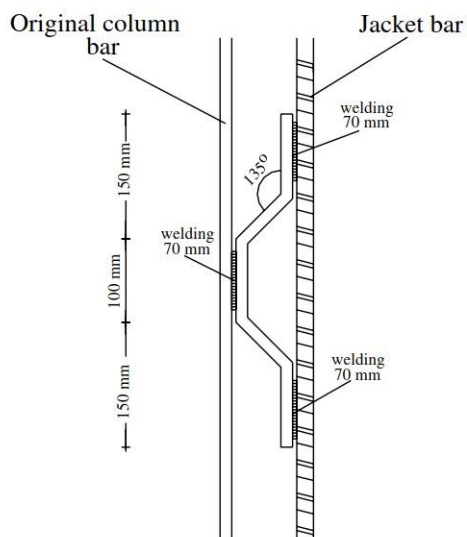


Kuva 22. fib:n ja EC:n leikkauskapasiteettien vertailu jännittämättömillä liittimillä eri karhennuksien mukaan.

Kuva 22 vertaa erään manttelitapauksen rajapinnan välisiä leikkauskapasiteetteja EC:n ja fib:n laskentakaavojen perusteella. Kuvassa yhtälöiden H, S, K ja EK viittaavat karhennusluokkiin: hyvin sileä, sileä, karhea ja erittäin karhea ja menetelmien toisiaan vastaavat karhennusluokat on koodattu väreittäin. $v_{Rd,f}$ vastaa fib:n laskenta kaavaa ja $v_{Rd,ec}$ vastaa EC:n laskentakaavaa. Vertaillessa fib:n ja EC:n leikkauskapasiteetin tuloksia (ks. Kuva 22) rajapinnan ollessa 300x300 pilarin piiri ja rauditus välillä 8T12-k300 voidaan huomata, että käytössä olevilla betoniluokilla fib:n leikkauskapasiteetti jää alle EC:n. Raudittamattomassa ja tapauksessa ilman jännitettyjä liittimiä fib:n yhtälö ei anna rajapinnalle yhtään leikkauskapasitettia muuta, kuin erittäin karheassa tapauksessa. Toisin kuin EC, joka antaa koheesion vaikutuksesta pienen leikkauskapasiteetin.

Santos ja Júlio huomauttavat, että onnistuneen rajapinnan suunnittelun ehtona tulisi huomioida lämpötila, vaihtelevat kutistumat ja jäykkyydet. Pinnan halkeilussa tai rakenteeseen kohdistuessa dynaamisia kuormia koheesiokerroin asetetaan nolaksi (halkeilusta lisää kohdassa 4.1). Uuden manttelin kimmokerroimen tulisi aina olla suurempi kuin pilarin, sillä pienempi kimmokerroin pudottaa leikkauskapasiteettia oleellisesti. fib:n leikkauskapasiteetti vastaa hyvin todellista rakennetta Randlin tutkimusten perusteella, jossa todetaan, että yhtälö ilman varmuuskertoimia vastaa hyvin testituloksien leikkauskestävyyden alarajaa eri tapauksissa. (Santos ja Júlio 2012, s. 446), (Randl 2013, s. 238-239)

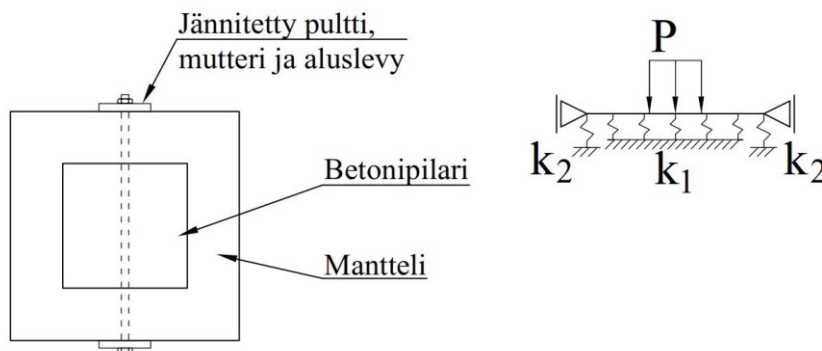
Tehokkain liitostapa on kuitenkin pilarin ja manttelin pääterästen liittäminen toisiinsa niin sanotuilla z-haoilla (ks. Kuva 23), jotka hitsataan pääteräksiin kiinni. Tämän on todettu vahvistuksena käytettävässä lyhyeksi luokitelluissa pilarimantteleissa toimivan yli 80 prosenttisesti monoliittisesti. Korjatuissa rakenteissa, rakenne toimi vain 50 prosenttisesti monoliittisesti, jos yläpuolisia rakenteita ei ole tunkattu ennen valua, vaikka käytettiin z-hakoja. Rakenteeseen kohdistuessa dynaamisia kuormia on erittäin suositeltavaa käyttää z-hakoja. (Ersoy et al. 1993, s. 292-293)



Kuva 23. Pilarin ja manttelin liittäminen toisiinsa niin sanotuilla z-haoilla. (Vandoros ja Dritsos 2006, s. 267)

4.5.2 Jännitetyt liittimet

Rajapinnan leikkauskestävyyttä voidaan kasvattaa jännittämällä leikkausliittimet. Näin luodaan pilarin ja manttelin väliin puristusta. Tällöin rajapinnan kitkaa voidaan hyödyntää enemmän kuin perinteisillä betoniteräksillä eli niin sanotuilla laiskoilla teräksillä. Puristusjännityksen jakautumisen on oletettu jakautuvan kuten palkeissa, pilarin sivumitan päässä jännitys on jo jakautunut koko poikkileikkaukselle. Pilareiden sivumitta antaa harvemmin jännevoiman kasvaa täyteen mittaan, jolloin jännitetyn alueen leveys on maksimillaan puolivälissä. Kitkan suuruus riippuu siitä, yltääkö jännitetyn ankkurin puristusalue koko pilarin ja manttelin rajapinnalle vai jääkö osa alueesta rajapinnan ulkopuolelle. Ulkopuolelle jäävä osa jätetään pois kitkan laskennasta. Manttelin reunat kuitenkin tarjoavat tuen jännevoimaa vastaan, jolloin välttämättä jännevoima ei täysin siirry rajapinnalle, vaikka jännevoima vaikuttaisikin osuvan vain pilarin kohdalle. Tämän vuoksi jousimalli saattaisi olla parempi vaihtoehto rajapinnan kitkavoiman arvioimiseen (ks. Kuva 24). Jousimallissa oletetaan pilarin olevan symmetrinen, jolloin jousivakioksi asetetaan pilarin ja manttelin puristusjäykkyys puolivälistä rajapintaan. Rajapinta ei ota vastaan vetoa, mutta manttelin reunojen kohdalla haat ottavat vedon ja betoni pienen osan tämän vetolujuuden sallimissa rajoissa. Jännevoimasta seuraa jännevoimaa vasten kohtisuoria vetojännityksiä, jotka tulee huomioida manttelia suunnitellessa. (Naaman 2004, s. 196-202)



Kuva 24. Manttelin ja pilarin väliin luodaan jännitys pultin avulla. Oikealla puolella manttelin yhden sivun vapaakappalekuva.

Jännevoiman aiheuttama paine manttelin ja pilarin rajapinnassa voidaan ratkaista vapaa-kappalekuvasta (ks. Kuva 24). Jälkijännitettyjen liittimien tulee olla tuotehyväksyttyjä, sillä riittävän pitkille liittimille ei ole luotu tuotestandardia. Jännitetyillä kierretangoilla tulee olla riittävä murto- ja myötölujuuden ero, jotta on järkevää jännittää liittimiä. Kylmämuovatuilla tangoilla murtolujuus saavutetaan tavallisesti pienemmällä venymällä kuin kuumavalssatulla. Betonirakenteissa jännitettyjen pulttien lujuusluokka on yleensä erilainen kuin teräsrakenteissa. Tämä johtuu siitä, että muun muassa pulttien pituudet ovat eri luokkaa kuin teräsrakentamisessa. Betonirakentamisessa tankojen lujuusluokka on hieman korkeampi ja venymä pienempi. Esimerkiksi Macalloy 1030 jännityspultissa venymä on luokkaa 6 % 40mm tangolla, kun lujuusluokassa 10.9 murtovenymä saavutetaan 9 % kohdalla riippumatta pultin koosta. (SFS-EN ISO 898-1 2013, s. 22), (ETA-07/0046, 2012 s. 5-6)

Käytännössä jännitettyjen tankojen tulee toteuttaa standardin EN 110138-4 mukaiset vaatimukset. Vaatimuksiin kuuluu muu muassa seuraavat,

- Pienin venymä maksimikuormalla on 3,5 %,
- Relaksaatio 4-6 % riippuen tankojen koosta,
- Tankojen tulee kestää 2×10^6 kuormitus sykliä 70 % kuormituskapasiteetilla ja
- Teräslaadun tulee kestää siihen kohdistuvat ympäristörasitukset, mm. jännityskorroosiot (metallien korroosiosta lisää kohdassa 4.5.4). (Fuzier et al. 2006 s. 19-20)

Jännitetyissä liitoksissa tulee huomioida myös häviöt (ks. Taulukko 8), jotka riippuvat jännitystavasta. Esijännitetyssä tapauksessa liitin on jännitetty jo valuvaiheessa, kun taas jälkijännitetyssä liitin jännitetään betonin kovetuttua. Liittimistä ja niiden asennuksesta lisää kohdassa 3.2. Jännitys suoritetaan usein mutterin avulla, joka väännetään momenttiin. Vääntämällä mutteria, se kääntyy ja kierretanko venyy luoden näin jännevoiman. Menetelmässä on etuna pienemmät ankkurointihäviöt verrattuna punosmenetelmiin. Esimerkiksi Macalloyn järjestelmällä voidaan päästään 0,6 mm lukitusliukumaan. Pulttien relaksaatiossa on eroavaisuuksia jännepunoksiin verrattuna. Esimerkiksi mutterin ja pultin välillä olevat epätasaisuuksien huippukohdat ovat kontaktissa toisiinsa ja kun välillä vaikuttaa puristusjännitys, huippukohdat pyrkivät tasoittumaan jännityksen voimasta. Rakenteeseen kohdistuvat värähtelyt pyrkivät löysäämään mutteria. Esimerkiksi upottamalla mutteri rakenteen sisään ja jälkivalamalla mutteri ja aluslevy, voidaan varmistaa mutterin ja aluslevyn paikallaan pysyminen. Pultteja varten poratut reiät usein myös juotetaan umpeen, riippuen järjestelmästä. (Bickford 1990, s. 128, 131, 173-177), (Naaman 2004, s. 447), (ETA-07/0046 2012, s. 6)

Taulukko 8. Jännityshäviöiden huomioimisajankohdat esi- ja jälkijännityksessä rakenteissa (Naaman 2004, s. 447), (Bickford 1990, s. 128, 130)

Häviö	Esijännitetty	Jälkijännitetty
Betonin elastinen kutistuma	Jännevoiman siirrettyä	Jännittäessä
Relaksaatio	Ennen ja jälkeen jännevoiman siirtoa	Jännevoiman siirron jälkeen
Betonin kutistumat	Jännevoiman siirron jälkeen	Jännevoiman siirron jälkeen
Viruma	Jännevoiman siirron jälkeen	Jännevoiman siirron jälkeen
Kitka	Ei kitkaa	Jännittäessä
Ankkurointihäviöt	Ennen jännitystä ¹⁾	Jännittäessä ¹⁾
Lämpötilamuodonmuutos	Lämpötilan muuttuessa	Lämpötilan muuttuessa
Pultin löystyminen	Värähtelyn aikana	Värähtelyn aikana

¹⁾=Riippuen jännitysmenetelmästä.

Jälkijännityksessä liittimessä aluslevy, mutteri ja pultin pää saattavat jäädä näkyviin, ellei niitä ole upotettu rakenteeseen. Jännityksen jälkeen, jos mutteri ei jää betonin peittoon, tulisi mutterin löystyminen esimerkiksi värähtelyjen johdosta estää. Tämä voidaan estää esimerkiksi hitsaamalla mutteri aluslevyyn kiinni tähän tarkoitukseen erikseen tarkoitettulla mutterilla. (Bickford 1990, s. 128-129)

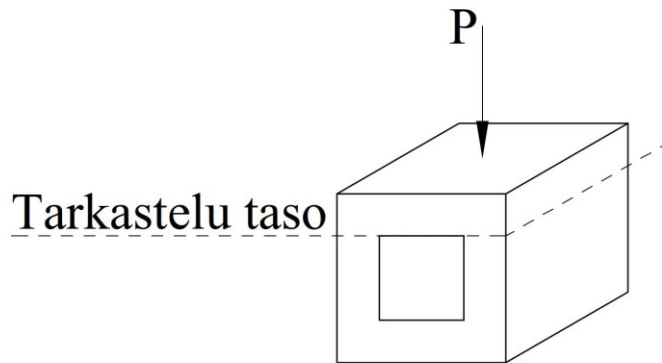
Jännevoima luodaan usein hydraulisella vääntimellä, sillä käytännössä käsivoimin riittävän väännön luominen olisi erittäin hankalaa. Jännevoiman mittaamiseen on useita eri menetelmiä, kuten vääntömomentin, pultin pyörimisen, janteen venymän ja jännevoiman mittausta. Yleisimpiin menetelmiin kuuluu vääntömomentin mittausta, jolloin voidaan suoraan määrittää jännevoima hydrauliseen tunkkiin, joka ei luo tätä enempää vääntöä mutteriin. Tarvittavaa vääntömomenttia voidaan arvioida esimerkiksi yhtälön (37) avulla. Vääntäessä mutteria arviolta noin 10 prosenttia väännöstä siirtyy jännittämiseen ja loput 90 % mutterin ja aluslevyn väliseen kuin mutterin ja kierretangon väliseen kitkaan. Näin vääntäessä mutteria kitkan kautta osa vääntöön käytetystä energiasta muuttuu lämmöksi. Kitkan tarkempi osuus riippuu kuitenkin osien lämpötilasta, kovuudesta, materiaali tyypeistä, kiristysnopeudesta, reiän koosta ja alusmateriaalin pinnan jännityksestä. (Bickrod 1990, s. 131-134)

$$T_{in} = P \cdot \left(\frac{k}{2 \cdot \pi} + \frac{\mu_t \cdot r_t}{\cos(\beta)} + \mu_n \cdot r_n \right) \quad (37)$$

missä T_{in} on jännevoimaan vaadittu vääntömomentti [Nmm]
 P on vaadittu jännevoima [N]
 k on kierteen korkeus [mm]
 μ_t on mutterin ja kierteen välinen kitkakerroin [-]
 r_t on tehollinen kontaktipituus mutterin ja kierteen välillä [mm]
 β on kierteen puolikulma [°]
 μ_n on aluslevyn ja mutterin välinen kitkakerroin [-]
 r_n on tehollinen kontaktipituus mutterin ja aluslevyn välillä [mm]
 (Bickrod 1990, s. 131-134)

4.5.3 Hyödynnettävän jännevoiman arvioiminen rajapinnassa

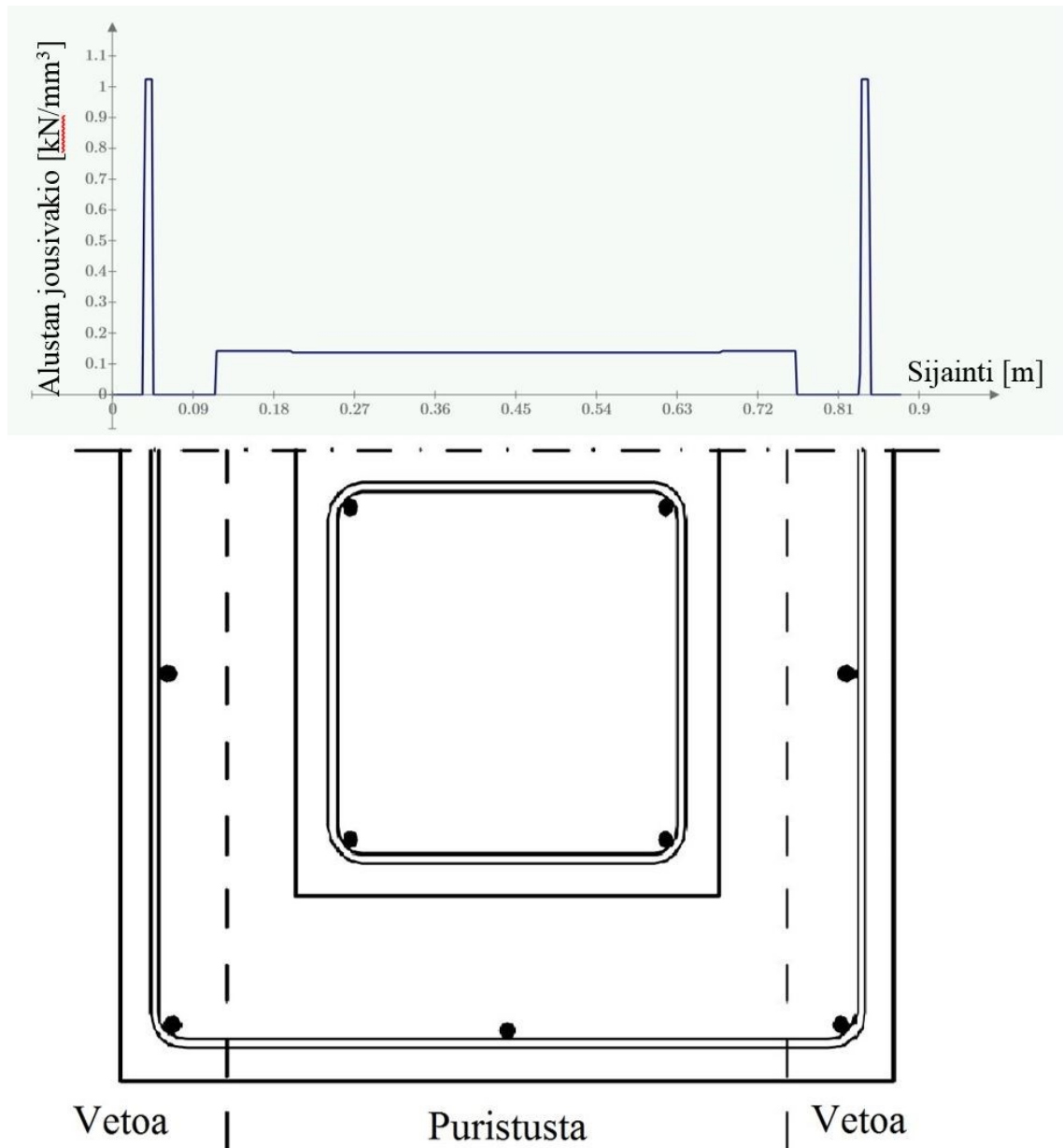
Hyödynnettävän kitkavoiman suuruuden arvioimiseksi manttelin seinämästä luotiin laskentamalli ks. kuva 25, joka huomioi alustan muuttuvan jousivakion ja muuttuvat taivutusjäykkyudet betonin halkeamisesta leveyssuunnassa.



Kuva 25. Jännitetystä betonikuoresta tehtiin tarkastelumalli

Betonin oletettiin olevan halkeillut rajapinnasta, joten jousivakio vedossa asetettiin nol-laksi, lukuun ottamatta betoniteräksien kohdalla, jotka ottavat vastaan vedon (ks. Kuva 26). Rajapinnassa tämä vastaa lähes todellista arvoa, sillä rajapintaan vaikuttaa vetovoiman lisäksi leikkausvoima, jolloin valmiin jännitystilän vuoksi vetokapasiteetti on lähellä nollaa. Manttelin liittyessä manttelin reunoille jousivakio vääristyy hieman, sillä jousiva-kio riippuu vetolujuudesta. Yksinkertaistuksen vuoksi betonin vetolujuutta ei otettu huo-mioon alustan jousivakiota mallintaessa. Jousivakiot muuttuvat myös puristuksessa mant-telin ja pilarin välillä riippuen betonin lujuusluokasta. Betonin ikää ei huomioitu laskel-massa, sillä jännevoiman oletettiin siirrettäväksi, kun lujuus on täysin kehittynyt.

Manttelin taivutusvastus asetettiin riippuvaiseksi rakenteeseen kohdistuvan momentin suunnasta ja suuruudesta. Momentin ylittäessä rakenteen halkeamamomentin taivutus-vastus huomioitiin halkeilleena poikkileikkauksena, muuten halkeamattomana poikki-leikkauksena. Momentti ja taivutusvastus ovat toisistaan riippuvaisia, minkä vuoksi ra-kenne täytyi iteroida. Laskentapohja lopettaa iteroinnin jos taipuman muutos maksimi-pisteessä on alle prosentin tai iterointikertoja on 100. Pintaan kohdistuva tukireaktio on riippuvainen jousivakion, taivutusvastuksen ja jännevoiman yhteisvaikutuksesta. Tukire-aktion selvittämiseksi turvauduttiin elementtimenetelmään, jolloin elementtien luku-määrä asetettiin riippumatta rakennemallin pituudesta 500 kappaleeseen. Elementtien lu-kumäärän ja iterointikertojen uskotaan antavan riittävän tarkkoja tuloksia jännevoiman jakautumisesta poikkileikkauksessa, vaikka suurimmissa poikkileikkauksissa elementtei-hin tulee pientä poikkeamaa suurehkon elementtikoon vuoksi (1,72 mm).



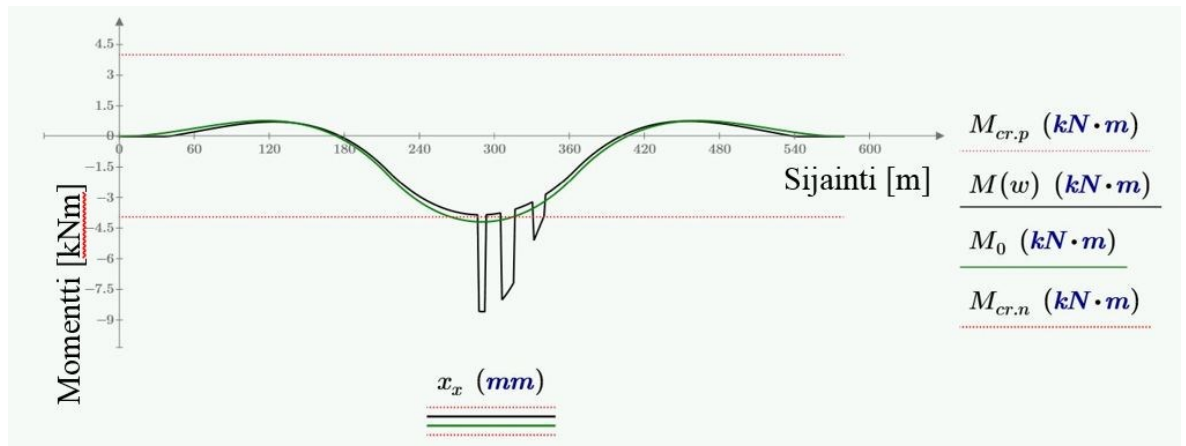
Kuva 26. Jousivakion kuvaaja betonipilarin (480mmx480mm) ja manttelin (200mm) läpi tapauksessa, jossa reunoille aiheutui vetoa jännevoimasta.

Tarkasteltaviksi tapauksiksi asetettiin 4 eri pilarikokoa, joiden manttelikoot vaihtelevat kahta eri paksuutta ja raudoitussuhde vaihtelee vielä näiden sisällä. Lisäksi tarkastellaan pilareista yksi tapaus missä manttelin lujuusluokkaa kasvatetaan. Taulukko 9 esittää tarkemmat tiedot tarkasteltavista tapauksista. Mantteleiden paksuuksien ja pilareiden pinta-alojen suhde valittiin tutkimusten perusteella (Ersoy et al. 1993, s. 289-290) (Lampropoulos et al. 2012, s. s. 1029-1030), (Lampropoulos ja Dritsos 2010, s. 1598), (Thermou et al. 2007, s. 1378). Pilarikokoina käytettiin talonrakennuksessa yleisesti käytössä olevia kokoja.

Taulukko 9. Tarkasteltavat tapaukset jännevoiman jakautumisen kannalta.

Tapaus -koodi	Pilari	Mantteli	Haat	Betonit		Teräs	Aluslevy	Jännevoima
	hxb [mm x mm]	m [mm]	ρ [-]	$f_{ck,p}$ [MPa]	$f_{ck,m}$ [MPa]	f_{yk} [MPa]	hxb [mm x mm]	F [kN]
1-1	280x280	150	0,002	30	35	500	150x150	300
1-2	280x280	150	0,005	30	35	500	150x150	300
1-3	280x280	150	0,002	30	40	500	150x150	300
1-4	280x280	200	0,002	30	35	500	150x150	300
1-5	280x280	200	0,005	30	35	500	150x150	300
1-6	280x280	200	0,002	30	40	500	150x150	300
2-1	380x380	150	0,002	30	35	500	150x150	300
2-2	380x380	150	0,005	30	35	500	150x150	300
2-3	380x380	150	0,002	30	40	500	150x150	300
2-4	380x380	200	0,002	30	35	500	150x150	300
2-5	380x380	200	0,005	30	35	500	150x150	300
2-6	380x380	200	0,002	30	40	500	150x150	300
3-1	480x480	150	0,002	30	35	500	150x150	300
3-2	480x480	150	0,005	30	35	500	150x150	300
3-3	480x480	150	0,002	30	40	500	150x150	300
3-4	480x480	200	0,002	30	35	500	150x150	300
3-5	480x480	200	0,005	30	35	500	150x150	300
3-6	480x480	200	0,002	30	40	500	150x150	300
4-1	580x580	150	0,002	30	35	500	150x150	300
4-2	580x580	150	0,005	30	35	500	150x150	300
4-3	580x580	150	0,002	30	40	500	150x150	300
4-4	580x580	200	0,002	30	35	500	150x150	300
4-5	580x580	200	0,005	30	35	500	150x150	300
4-6	580x580	200	0,002	30	40	500	150x150	300

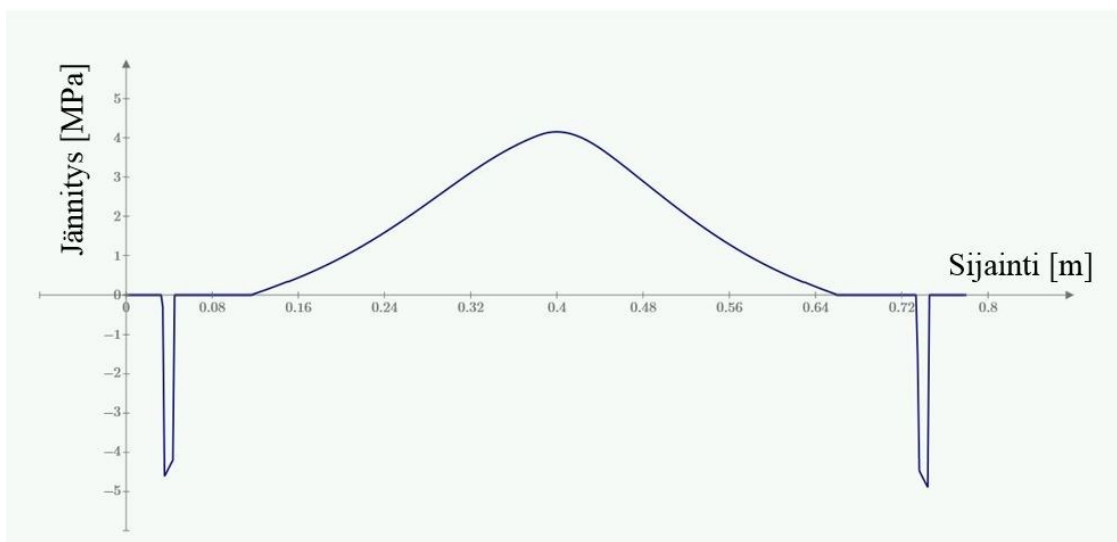
Halkeamat muodostuivat aina epäsymmetrisesti, joka johtunee iteraatiomenetelmästä. Halkeamien kohdat voidaan huomata helposti rakenteeseen kohdistuvan momentin kuvaajasta (ks. Kuva 27). Kuvassa on esitetty halkeamamomenttien raja-arvot punaisilla viivoilla, kuin myös momenttipinta ennen iterointia. Halkeaman kohdalla jäykkyys muuttuu äkillisesti, jonka vuoksi jännitykseen tulee piikki. Halkeamia ei muodostunut pienimillä pilareilla 200 mm paksulla manttelilla. Mallin yksinkertaistuksen vuoksi halkeamien sijainti on todennäköisimmin virheellinen. Erittäin suurella todennäköisyydellä halkeamat sijoittuvat jännitetyn liittimen aluslevyn reunojen läheisyyteen, koska jäykän levyn paine aiheuttaa reuna-alueille jännityspiikin. Suurin vaikutus manttelin halkeamisella on manttelin kuoren taivutuskestävyyteen. Rakenteen sisäinen momentti halkeaman kohdalla noin kaksinkertaistuu poikkileikkauksen pienentyessä.



Kuva 27. Rakenteen momenttijakauma tapauksessa 1-3, jossa M_0 viittaa momenttipintaan ennen iteraatiota ja M on momenttipinta iteraation jälkeen.

Iterointi menetelmän puutteeksi jäävät yksinkertaistukset, joilla saatiin rakenne helposti mallinnettavaan muotoon. Yksi näistä on rakenteen jäykkyys, joka ei todellisuudessa pituussuunnassa muutu äkillisesti, vaan saavuttaa lineaarisesti murtojäykkyyden tartuntapituuden matkalla. Toinen yksinkertaistus on jo aiemminkin mainittu betonin vetolujuuden jättäminen huomioimatta.

Laskelman perusteella palkeissa käytettävä voiman jakautumisen malli ei ole soveltuva menetelmä käytettäväksi mantteloidulle pilarille. Tämä johtuu siitä, että manttelin reunat ovat jäykempiä kuin itse pilari, jolloin puristettavan manttelin taivutusvastus on otettava huomioon. Betonin lujuusluokan kasvattaminen heikentää hieman hyödynnettävää kitkaa, sillä lujuusluokan kasvaessa kappaleen jäykkyyskin kasvaa, joka kasvattaa manttelin taivutusvastusta. Lujuusluokan kasvaessa lujuusluokasta C30/37 luokkaan C40/50 hyödynnettävä voima putosi keskimäärin 1 %. Laskelmien perusteella manttelin paksuudella on suurempi merkitys, kuin sen lujuusluokalla. Hakaraudoituksen lisääminen manttelin ulkopintaan kasvattaa hyödynnettävää kitkaa, sillä se jäykistää manttelin nurkkia. Mitä suurempi vetojännitys teräksiin kohdistuu, sitä suurempi puristusjännitys on siirryttävä pilarin ja/tai manttelin kautta, jotta tasapaino säilyy. Tämä voidaan havaita tarkastelemalla rajapinnan välistä veto/puristuskuvaajaa (ks. Kuva 28). Tämän vuoksi suurilla pilareilla kitkan hyödyntämä voima saattaa olla suurempi kuin itse siirrettävä voima. Manttelin paksuntaminen pienentää myös pilarille siirtyvän voiman osuutta, mutta merkittävämmän, jos mantteloitu pilari on pieni (<500 mm). Laskelmien numeeriset arvot on tarkemmin esitetty liitteessä 3. Valtaosa mantteliin kohdistetusta jännityksestä kuitenkin keskittyy jännitetyn liittimen aluslevyn kohdalle, kuten kuvassa 28 on esitetty.



Kuva 28. Veto-/puristusjännitys manttelin ja pilarin rajapinnan kohdalla poikkileikkauksessa tapauksessa 3-1.

4.5.4 Metalliosien korroosio

Liitinosien, kuin muidenkin metalliosien suunnittelussa, pitäisi ottaa huomioon myös metallikappaleiden korroosio. Betonissa olevien metalliosien yleisimmät korroosiomuodot ovat galvaaninen korroosio, jännityskorroosio, vetyhaurastuminen ja yleinen korroosio. (Bickford 1990, s. 128-129)

Galvaaninen korroosio tapahtuu kun jalo (katodi) ja epäjalompi (anodi) metalli joutuvat kosketukseen, jolloin metallien potentiaaliero on suuri. Galvaanista korroosiota voidaan hidastaa valitsemalla anodipinta-alaksi suurempi verrattuna katodipinta-alaan. Katodipinta-alaa voidaan pienentää myös esimerkiksi maalaamalla. Maalaamalla kannattaa enemminkin suojata katodi-pinta kuin anodi, sillä maalipinnan pettäessä pinta-alojen suhde on suuri jolloin reaktio on voimakkaampi. Anodiset osat tulisi suunnitella siten, että ne ovat helposti vaihdettavissa. Lisäksi veden pääsyn estämisellä rakenteeseen voidaan ainakin hidastaa galvaanista korroosiota.

Jännityskorroosiolla tarkoitetaan staattisessa vedossa olevan metallikappaleen haurasta murtumista sähkökemiallisen syöpymisreaktion seurauksena. Jännityskorroosiota kutsutaan myös anodiseksi jännityskorroosioksi. Tällöin metallikappaleen murtuminen tapahtuu tavallista murtolujuutta alemmassa jännitystilassa. Jännityskorroosiota voidaan estää valitsemalla niukkahiilinen teräslaatu, jolla on matalampi vetomyötölujuus, valitsemalla teräslaatu, joka ei ole kyseisissä ympäristöolosuhteissa altis jännityskorroosiolle ja käyttämällä sileäpintaista metallia jännitetyissä kohdissa. Muiden korroosioden alkukohta voi olla jännityskorroosion laukaisija, jolloin välttämällä muiden korroosioden alkamista rakenteessa vältetään jännityskorroosiota. (Nikula 2004, s. 167-170, 172-176)

Vetyhaurastumisessa vetyioni kertyy ja yhtyy metalliin sen pinnassa tai sisällä oleviin vikakohtiin jolloin mikrohuokosiin muodostuu H_2 -molekyylejä. Molekyylit eivät pääse liikkumaan teräksessä kuten vety, joten mikrohuokosiin voi muodostua jopa tuhansien baarien paine. Paineen seurauksena metallin lujuus heikkenee ja se muuttuu hauraaksi. Vedyn imeytymistä kiihdyttää esimerkiksi metallin jännitystilaa ja erinäisten kiihdyttävien

yhdisteiden läsnäolo. Kiihdyttäviä yhdisteitä ovat muun muassa antimoni, arseeni, hiilimonoksidi (häkä), rikkivety, seleeni ja syaanivety. Hitsattaessa teräksiä tulisi varmistaa, että hitsauspuikko ja hitsattavat pinnat ovat kuivia ja puhtaita. Molybdeeni ja nikkeliseokset vähentävät vedyn tunkeutumaa teräkseen. Myös muiden korroosionmuotojen läsnäolo kiihdyttää vetyhaurastumista. Inhibiiteilla voidaan hidastaa korroosiota.

Yleisellä korroosiolla tarkoitetaan metallipinnan tasaista sähkökemiallista syöymistä syövyttävässä ympäristössä. Kappale ei missään kohdassa muodostu pysyväksi anodiksi tai katodiksi. Kemiallisena vaikuttimena voi olla esimerkiksi ilmastorasitus, vesi tai happoinen kaasu. Yleistä korroosiota voidaan hidastaa sijoittamalla metalliosat riittävän suojabetonietäisyydelle, käyttämällä sopivaa pinnoitusta metalliosilla (esim. sinkitys) ja välttämällä muiden korroosionmuotojen esiintymistä. (Nikula 2004, s. 189-191 ja 193)

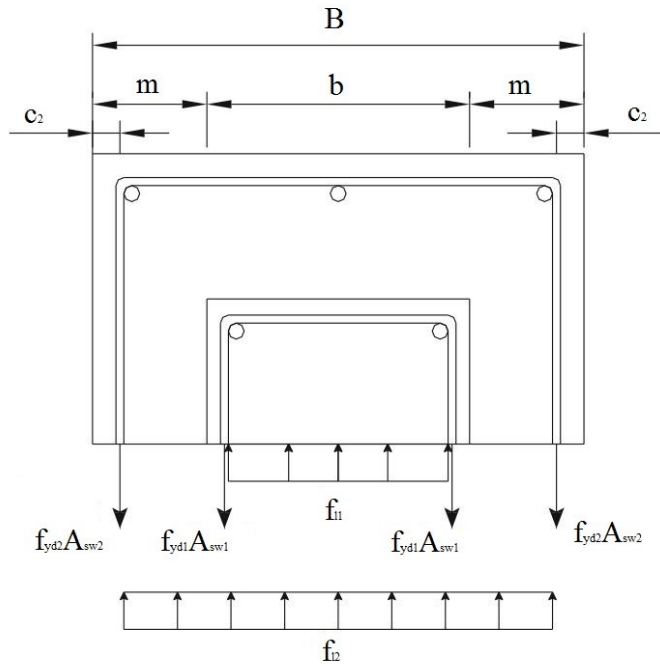
4.6 Tehollisen suljetun alueen huomioiminen

Tehollisen suljetun alueen menetelmä perustuu hakojen sulkemisvaikutukseen. Sulkemisvaikutusta ei ole yleensä otettu huomioon, sillä suunnitteluohjeissa ei ole ollut suoraan malleja lujuuden kasvattamiselle, vaikka kaavat ja toimintaperiaatteet ovat nykyisellään paremmin tunnetut.

Tehollisen suljetun alueen menetelmää on tutkittu jo pitkään ja etenkin spiraalihakojen sulkemisvaikutus on erittäin hyvin tunnettu. Kaikki tutkitut tehollisen suljetun alueen menetelmät perustuvat kokeellisiin tuloksiin. Kuitenkin valta osalla vanhoista menetelmistä ei ole onnistunut antamaan tuloksia tyydyttävällä tarkkuudella. On osoitettu, että Manderin ja kumppaneiden tehollisen suljetun alueen menetelmällä päästään erittäin lähelle todellisen rakenteen toimintaa, minkä vuoksi tässä työssä esitelty menetelmä pohjautuu juuri tähän menetelmään. Tehollisen suljetun alueen menetelmää käytetään etenkin dynaamisia kuormitustapauksia mallintaessa. (Campione et al. 2014, s. 1724-1727), (Minafó 2014, s. 167-169), (Ong et al. 2004, s. 94-98), (Sheikh ja Uzumeri 1982, s. 2705, 2710-2720), (Sheikh 1982, s. 296-299).

Hakojen koossapitävä voima aiheuttaa pilarin normaalisuuntaa kohtisuoraa vastaan puristusjännitystä, joka tukee pilarin normaalin suuntaista puristuskestävyyttä. Suljetun alueen sisällä betonin jännitys-venymä ominaisuudet muuttuvat, joiden hyödyntäminen sallitaan eurokoodeissa (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 35, 37-38). Pilarin normaali-jännityksessä molemmat haat aiheuttavan sulkemisvoiman, joka voidaan havaita vapaa-kappalekuvasta (ks. Kuva 29). (Leskelä 2008, s. 212), (Campione 2013, s. 1718).

Menetelmässä kutistumat, rajapinnan väliset liukumukset ja teräksen ja betonin väliset liukumukset oletetaan häviävän pieniksi. Menetelmää voidaan soveltaa myös tarkastelemaan näitä, mutta lausekkeet muuttuisivat niin pitkiksi ja haastaviksi, että on suositeltavampaa tarkastella niiden vaikutuksia FEM-analyysin avulla. (Campione et al. 2014, s. 1721)



Kuva 29. Pilarin vapaakappalekuva joka havainnollista hakojen vedosta aiheutuvat sulkemisvoimat f_{l1} ja f_{l2} (Campione et al. 2013, s. 1719)

Kuva 29 vapaakappalekuvasta voidaan johtaa ulkohakojen sulkemisvoima yhtälö (38) kun haat alkavat myötäämään.

$$f_{l2} = \frac{2 \cdot f_{yk2} \cdot A_{sw2}}{(B - c_2) \cdot s_2} \quad (38)$$

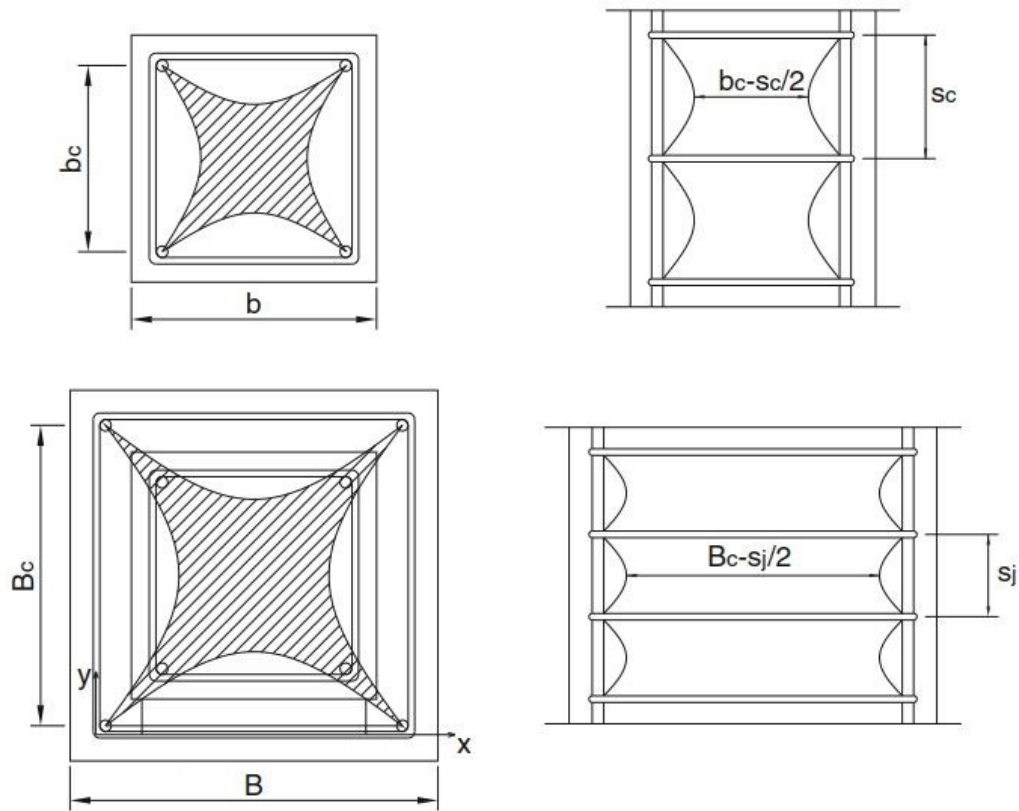
missä f_{l2} on manttelin hakojen sulkemisvoima [MPa]
 f_{yk2} on manttelin hakojen myötölujuus [MPa]
 A_{sw2} on manttelin haan leikkeen pinta-ala [m²]
 B on pilarin ja manttelin yhteenlaskettu leveys [m]
 c_2 on manttelin haan keskiöetäisyys reunasta [m]
 s_2 on manttelin hakojen jako [m]
 (Campione et al. 2014, s. 1718)

Jolloin pilarin hakojen vastaava sulkemisvoima on esitetty yhtälössä (39). On todettu, että rakenteeseen kohdistuessa dynaamisia kuormia ei pilarin hakojen sulkemisvaikutuksella ole merkitystä, jolloin laskennallisesti tämän voi jättää pois (Bousias et al. 2007, s. 529).

$$f_{l1} = \frac{2 \cdot f_{yk1} \cdot A_{sw1}}{(b - c_1) \cdot s_1} \quad (39)$$

missä f_{l1} on pilarin hakojen sulkemisvoima [MPa]
 f_{yk1} on pilarin hakojen myötölujuus [MPa]
 A_{sw1} on pilarin haan leikkeen pinta-ala [m²]
 b on pilarin leveys [m]
 c_1 on pilarin haan keskiöetäisyys pilarin reunasta [m]
 s_1 on pilarin hakojen jako [m]
 (Campione et al. 2014, s. 1718)

Kuva 29 sulkemisvoimat pätevät, jos poikkileikkaus on täysin suljettu esimerkiksi teräsputkella. Betonimanttelitapauksessa haat ovat kuitenkin tietyllä jaolla, joten kuorma jakautuu pääteräksien ja hakojen risteyspisteistä paraabelimaisesti, kuten kuvassa 30 on esitetty. (Minafö 2014, s. 164)



Kuva 30. Sulkemisvoiman teholliset vaikutusalueet pilarissa ja manttelissa (Campione et al. 2013, s. 1720)

Sulkemisvoiman teholliset vaikutus alueet otetaan huomioon k-kertoimilla. Ulkohaana tehollinen vaikutusalue vaakatasossa pilarin osuudella (vrt. Kuva 30 alhaalla vasemmalla) huomioidaan kertoimella yhtälössä (40).

$$k_{hj} \cong 1 - \frac{2}{3 \cdot b^2} \cdot \sqrt{(b - 2 \cdot c_2 - 2 \cdot m)^3} \cdot \sqrt{b - 2 \cdot c_2 - 2 \cdot m} \leq 1 \quad (40)$$

missä k_{hj} on manttelin hakojen puristusalueen vaikutuskerroin pilarissa vaakasuunnassa [-]
 m on manttelin paksuus [m]
 (Campione et al. 2014, s. 1719)

Yhtälö (40) pätee vain jos yhtälö (41) toteutuu.

$$\frac{m}{b} \leq \frac{1}{2 \left(1 - \frac{c_2}{m}\right)} \quad (41)$$

Ulkohaana tehollinen vaikutusalue pystysuunnassa (vrt. Kuva 30 alhaalla oikealla) huomioidaan kertoimella yhtälössä (42).

$$k_{vj} = \left(1 - \frac{s_j}{2 \cdot (b + 2 \cdot m - 2 \cdot c_2)}\right)^2 \quad (42)$$

missä k_{vj} on manttelin hakojen puristusalueen vaikutuskerroin pilarissa pystysuunnassa [-]
(Campione et al. 2014, s. 1719)

Sisähakojen tehollinen vaikutusalue vaakatasossa (vrt. Kuva 30 ylhäällä vasemmalla) huomioidaan kertoimella yhtälössä (43).

$$k_{hc} \cong \left(1 - \frac{4}{6} \cdot \frac{(b - 2 \cdot c_1 - 2 \cdot \phi_{pt1})^2}{(b - 2 \cdot c_1)^2}\right) \quad (43)$$

missä k_{hc} on pilarin hakojen puristusalueen vaikutuskerroin vaakasuunnassa [-]
 ϕ_{pt1} on pilarin pääterästen halkaisija [m]
(Campione et al. 2014, s. 1718)

Sisähakojen tehollinen vaikutusalue pystysuunnassa (vrt. Kuva 30 ylhäällä oikealla) huomioidaan kertoimella yhtälössä (44).

$$k_{vc} = \left(1 - \frac{4}{6} \cdot \frac{s_c}{2 \cdot (b - c_1)}\right)^2 \quad (44)$$

missä k_{vc} on pilarin hakojen puristusalueen vaikutuskerroin pystysuunnassa [-]
(Campione et al. 2014, s. 1718)

Näin ollen ekvivalentti sulkemisvoima pilarissa voidaan laskea yhtälön (45) osoittamalla tavalla.

$$f_{l,core} = f_{l1} \cdot k_{pc} \cdot k_{vc} + f_{l2} \cdot k_{ej} \cdot k_{vj} \quad (45)$$

missä $f_{l,core}$ on ytimessä vaikuttava ekvivalentti sulkemisvoima [MPa]
(Campione et al. 2014, s. 1719)

Suljetun poikkileikkauksen puristuskapasiteetti Manderin mallin mukaan on f_{cc} , joka on esitetty yhtälössä (46).

$$f_{cc} = f_{ck} \cdot \left[2,254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot f_{l,core}}{f_{ck}}} - 2 \cdot \frac{f_{l,core}}{f_{ck}} - 1,254\right] \quad (46)$$

missä f_{cc} on suljetun poikkileikkauksen puristuskapasiteetti [MPa]
(Campione et al. 2014, s. 1718)

Etenkin korkealujuusbetonia ($\geq C50/60$) käyttäessä tulee huomioida erikseen teräksen puristuskäytöisyys, mutta on suositeltavaa tarkistaa se myös, jos raudoitussuhde on suuri. Haat toimivat pääteräksille jousitukina, joiden välissä normaalipuristuksesta aiheutuva vaakavoima pyrkii taivuttamaan pääteräksiä. Lisää teräksien nurjahduksesta katso kohta 4.4.7. Dynaamisissa kuormissa laskentamallin on todettu olevan varmalla puolella. (Bousias et al. 2007, s. 529-530) (Campione ja Minafó 2010, s. 2758-2759)

4.7 Taivutettu mantteli

Taivutuksessa pilari ja manttelin keskeiseksi osaksi on osoittautunut rajapinnan toiminta. Mantteloidun pilarin liittovaikutus on hieman erilainen kuin perinteisten liitto-laattojen, sillä pilarin molemmat sivut on kiinnitetty mantteliin. Ilman rajapinnan välistä kiinnitystä pilarin siirtymä pakotetaan manttelin toiminnan vuoksi manttelin kanssa samaksi. Pilarin ja manttelin välinen rajapinnan kiinnitys pyrkii vähentämään pilarin ja manttelin välistä kiertymien eroa. Tutkimukset ovat osoittaneet kuitenkin, ettei kiertymiä kuitenkaan saada lopulta täysin yhteneväisiksi nykyisillä tekniikoilla. Tilannetta auttaa, jos momentti saadaan jaettua pilarille ja manttelille tasan sen vaikutuspisteessä. (Ersoy et al. 1993, s. 292-293), (Júlio et al. 2005 s. 256)

Rajapinnan jännitys koostuu momentin aiheuttamasta leikkauksesta, taipumien erosta, kutistuman ja viruman aiheuttamasta leikkauksesta ja normaalivoimien aiheuttamien puristumista. Momentin kohdistuessa rakenteeseen, pilari ja mantteli pyrkivät taipumaan eri aikaan. Taipuman on kuitenkin oltava sama, sillä pilari on manttelin sisällä. Tämän seurauksena manttelin ja pilarin rajapintaan kohdistuu puristusta. Tämä puristus voidaan laskea taipumien avulla asettamalla taipumat samaksi, jolloin taipumien erotus siirtyy jäykkyyksien suhteessa. Momentin muuttuessa, monoliittisessa poikkileikkauksessa voidaan rajapinnanleikkausjännitys kirjoittaa yhtälön (47) mukaan.

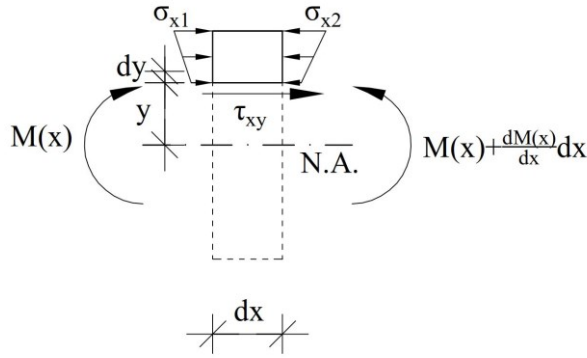
$$\tau_{xy} = \frac{dM(x)}{dx} \cdot \frac{S}{I_z \cdot b} = \frac{Q \cdot S}{I_z \cdot b} \quad (47)$$

missä τ_{xy} on poikittainen leikkausjännitys [MPa]
 I_z on jäyhyysmomentti leikkauksen suuntaan [m⁴]
 $M(x)$ on momentti pinnan funktio sijainnin suhteen [kNm]
 S on staattinen momentti tarkasteltavassa pisteessä [m³]
 Q on leikkausvoima tarkasteltavassa pisteessä [kN]

Rakenteeseen kohdistuessa vakiomomentti koko poikkileikkauksen matkalla, laskennallisesti poikkileikkauksen välillä ei momentista aiheudu leikkausrasituksia. Tämä voidaan havaita yhtälön (48) avulla (vrt. Kuva 31), missä suorakaidepoikkileikkaukseen on kohdistettu momenttirasitus. Momenttien aiheuttamien jännitysten ollessa samat molemmilla puolilla, supistuvat jännitykset pois. Tällöin voidaan suoraan todeta leikkausjännityksen olevan nolla. (Salmi ja Pajunen 2010, s. 192-196)

$$\sum F_x = 0 \rightarrow \int_y^{h/2} (\sigma_{x1} \cdot b) dy - \int_y^{h/2} (\sigma_{x2} \cdot b) dy + \tau_{xy} \cdot b \cdot dx = 0 \quad (48)$$

missä F_x on x-akselin suuntaan vaikuttavat kuormat [N]
 σ_{x1}, σ_{x2} on kappaleen vasemmalla ja oikealla puolella vaikuttava jännitys tarkasteltavassa osassa (ks. Kuva 31) [MPa]
 dx on tarkasteltavan kappaleen leveys [m]



Kuva 31. Leikkausjännityksen määrittämiseen käytettävä vapaakappalekuva poikkileikkauksesta.

Alussa voidaan olettaa normaalivoiman jakautuvan poikkileikkauksessa, kuten kuorma on jakautunut kuormituspisteissä. Tämä tarkentuu myöhemmin iteroimalla, kun jännitykset ovat selvillä.

Rakenteen yhteistoiminnan mallintaminen edellyttää pilarin ja manttelin rajapinnan siirtymän mallintamista. Malliksi voidaan asettaa vaakakuormitetun koheesiomaan paalumalli ks. yhtälö (49). Leikkausliittimen liukuman malli perustuu kahteen yhtälöön, joiden perusteella voidaan määrittää liukuma, elastiseen ja plastiseen leikkausliittimen toimintaan. (Thermou et al. 2007, s. 1375), (Thermou et al. 2014, s. 272-273)

$$\begin{cases} \frac{V_D(s_l)}{V_{Ru}} = 0,5 \cdot \frac{s_l}{s_{el}}, \text{ kun } s \leq s_{el} \\ s_l = s_{el} + 1,76 \cdot s_u \cdot \left(\left(\frac{V_D(s_l)}{V_{Ru}} \right)^4 - 0,5 \left(\frac{V_D(s_l)}{V_{Ru}} \right)^3 \right), \text{ kun } V_D(s_l) \geq 0,5 \cdot V_{Ru} \end{cases} \quad (49)$$

missä $V_D(s_l)$ on leikkausliittimessä vaikuttava leikkausvoima liukuman funktiona [N]
 V_{Ru} on leikkausliittimen leikkausmurtokuorma [N]
 s_l on rajapinnan välinen liukuma [mm]
 s_{el} on elastisen liukuman raja-arvo [mm]
 s_u on murtoliukuman raja-arvo [mm]
 (Thermou et al. 2007, s. 1375)

Elastisen liukuman raja-arvona voidaan käyttää yhtälön (50) mukaista arvoa.

$$s_{el} = 0,006 \cdot \phi_l \quad (50)$$

missä ϕ_l on leikkausliittimen halkaisija [mm]
 (Thermou et al. 2007, s. 1375)

Liukuman laskennassa käytettävän leikkausliittimen leikkausmurtokuorma saadaan yhtälöstä (51).

$$V_{Ru} = 1,3 \cdot \phi_l^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd} (1 - \alpha_n)^2} \quad (51)$$

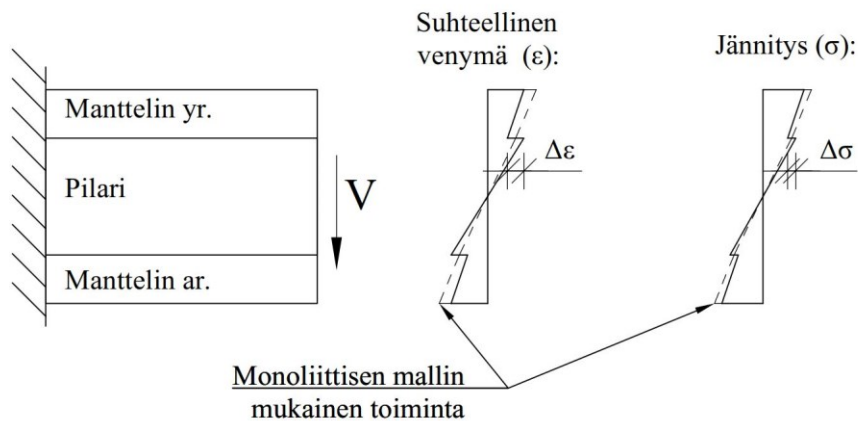
missä α_n on leikkausliittimen normaalijännityksen suhde myötölujuuteen [-]
 (Thermou et al. 2007, s. 1375)

Murtokuormaa vastaava liukuma lasketaan yhtälön (52) mukaan.

$$s_u = 0,05 \cdot \phi_l \quad (52)$$

(Thermou et al. 2007, s. 1375)

Siirtymän kautta päästään käsiksi mikä rakenteen välissä olevan jännityshäviön määrä selvittämällä esimerkiksi ensin suhteellisen siirtymän muutoksen rajapinnassa (ks. Kuva 32). Kuvassa on esitetty yksinkertaistettu tapaus, jossa poikkileikkauksen jännityskuvio on symmetrinen, mutta momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutuksen alla siirtymät ylä- ja alarajapinnassa ovat usein erisuuruiset.



Kuva 32. Momenttirasitetun manttelin toiminta verrattuna monoliittisen manttelin toimintaan.

Todellinen häviö saadaan selvitettyä iteroimalla, sillä poikkileikkauksen jännitystasot vaikuttavat siirtymiin, jotka taas vaikuttavat poikkileikkauksen jäykkyyteen, joka vaikuttaa poikkileikkauksen jännitystasoon. Epäkeskeisellä poikkileikkauksella voidaan rakenteiden väliin asettaa jousivakio siirtymän ja voiman avulla. Symmetrisessä tapauksessa poikkileikkauksen jäykkyyttä muutetaan esimerkiksi monoliittisyys kertoimella vastaamaan laskennallisen mallin jäykkyyttä. Iteraatiokiertoon lisätään vielä betonin halkeaminen ja sen vaikutus jäykkyyteen, jolloin saadaan muodostettua iteraatiokartta (ks. Kuva 33). Halkeamien vaikutusalueella voidaan olettaa rajapinnan myös haljenneen, joka vähentää rajapinnan kuorman siirto kykyä.



Kuva 33. Poikkileikkauksen toiminnan iteraatiokaierre.

Jännitystasot yksittäisessä pisteessä vaikuttavat kaiken tämän lisäksi rakenteen jännitystasoon jollain tuntemattomalla matkalla pituudesta. Jännitysten jakautumisen selvittämiseksi pitäisi luoda FEM-malli, joka huomioi kyseiset tekijät. Yksittäisen pisteen voi toki huomioida kyseisellä iteraatiokierrolla, mutta halkeilleessa poikkileikkauksessa rajapinnan siirtymä on riippuvainen siitä, millä alueella on esiintynyt halkeilua. Tämän vuoksi poikkileikkauksessa esiintyessä halkeilua metodia ei suositella käytettäväksi yksittäisen pisteen tarkasteluun, sillä koko rakenne tulisi mallintaa.

4.8 Betonimanttelin laskentamallit

Laskentamalleista esitellään yleisesti käytössä oleva laskentamalli ja tämän lisäksi muutama edellisestä poikkeavaa laskentamallia, jolla pyritään antamaan suunnittelijoille lisätyökaluja ja laajempaa katsomusta rakenteen toiminnalle. Käytännössä tarkan laskentamallin luominen rakenteelle on lähes mahdotonta, jopa FEM-analyysillä, sillä laskettavia parametreja on niin paljon ja tämä vaatisi liikaa laskentatehoa. (Lampropoulos et al. 2012. s. 1023)

4.8.1 Muodonmuutoksen malli

Tämän hetkinen käytäntö on tarkastella rakenneosien elastista muodonmuutosta lyhyissä pilareissa. Mallin ehtona on, että rakennemalli lasketaan lyhyeksi pilariksi ks. kohta 4.2. Mallissa oletetaan kuormien jakautuvan suoraan jäykkyyksien suhteessa rakenneosille, normaalirasitetun pilarin tapauksessa tätä voidaan tarkastella yhtälön (53) mukaan. Pilarin alkuperäisiä teräksiä ei huomioida laskentamallissa, jolloin suurempi osuus kuormasta siirtyy manttelille. Tämä kuitenkin vääristää tuloksia jonkin verran. Manttelissa, pilarissa ja teräksissä vaikuttavat voimasuureet voidaan selvittää yhtälön (24) osoittamalla tavalla kohdassa 4.4.6. (b: Sweco Rakennetekniikka Oy)

$$N_{Rd} = \sum_{i=1}^n A_i \cdot f_i \quad (53)$$

missä N_{Rd} on rakenteen puristuskapasiteetti [N]
 A_i on rakenneosan i poikkipinta-ala [m²]
 f_i on rakenneosan i puristuslujuus [MPa]
 (Leskelä 2008, s. 212-213)

Manttelin betonin osuudesta lasketaan 40 prosenttia erilaisiin häviöihin, kuten myös RIL 174-4:ssä on ohjeistettu. Tämä perustuu Tynkkysen mukaan Tassios-Vessilioun tutkimukseen mantteloidusta palkeista. Teoksessa todetaan, että manttelin pinta-alasta kannattaa ottaa huomioon 60 % kun rakenteiden jäykkyyksistä ei ole varmuutta (Tynkkynen 2009, s. 12). Kuorman siirtyminen mantteliosuudelle pyritään varmistamaan kasvattamalla mantteliosuuden lujuusluokkaa 5 MPa korkeammaksi. Leikkausliittimien sijainniksi suositellaan tukien läheisyyttä, mihin oletetaan kohdistuvan liittimille suurin rasitus. Leikkausliittimiä viemällä tukien tai kuormituspisteiden lähelle pyritään myös saamaan rakenne toimimaan mahdollisimman monoliittisesti, joka tukee kyseistä teorianmallia. Yksittäisen rakenneosan ottama osuus kuormasta voidaan laskea jäykkyyksien suhteessa. Tunkkaamalla yläpuolisia rakenteita, kuormitusta voidaan siirtää vanhalta pilarilta mantteliosuudelle. Tunkkaamattomissa rakenteissa kuormista siirtyy arviolta 10 prosenttia manttelille muun muassa kutistumien vuoksi. (Anttila 2014, s. 29-30), (Berghäll 1988, s. 115-117), (a: Sweco Rakennetekniikka Oy)

Taivutetussa tapauksessa manttelin teräkset on sijoitettu laskennallisesti manttelin ulkopintaan redusoidussa poikkileikkauksessa. Tämän perusteena on suurehko poikkileikkauksen vähennys manttelin osuudella, joka on kuitenkin käytettävissä puristuspuolella. Manttelin raudoitussuhteeksi suositellaan 3-4 prosentin luokkaa, mutta kuitenkin enintään 6 prosenttia. Manttelin kooksi suositellaan 1,5–2,0 kertaa isompaa poikkileikkaus-alaa kuin pilarilla. (a: Sweco Rakennetekniikka Oy)

Menetelmän etuina ovat nopeat ja helpot yhtälöt, joita on helppo soveltaa. Huonoina puolina mainittakoon manttelin häviökerroin, joka on karkea arvio rakenteessa tapahtuvista häviöistä. Rakennetta suunnitellessa tulee muistaa, että pilareihin kohdistuu aina vähintään rakenteiden epäkeskisyydestä aiheutuva momentti, joka tulee ottaa huomioon Eurokoodi 2:n osoittamalla tavalla, joka on kuitenkin vähintään suurempi seuraavista, $h/30$ tai 20 mm. Suuren rauditusmäärän vuoksi myös betonin estetystä kutistumisesta johtuva halkeaminen tulisi tarkistaa tai ehkäistä se esimerkiksi paisuttimilla (ks. kohta 4.4.3). (Suomen Betoniyhdistys Ry 2009, s. 46-48 ja 68)

4.8.2 Monoliittisyysteoria

Erityisesti dynaamisia kuormituksia suunnitellessa on käytetty monoliittisyys kertoimia. Monoliittisyyskertoimien käyttö on yleisempään välimerenmaissa, joissa maanjäristyskuormitukset joudutaan huomioimaan. Monoliittisyysteoria perustuu pääosin kokeellisiin tuloksiin, jolloin monoliittisyys kertoimet pätevät vain rajauksen sisältämille tapauksille. Monoliittisyyskertoimia on pyritty kehittämään eteenpäin, jolloin huomioidaan halkeamien, kutistumien ynnä muiden tekijöiden vaikutuksia, vaihtelevin tuloksien. (Lampropoulos et al. 2012, s. 1023-1024), (Thermou et al. 2007, s. 1373)

Monoliittisyys teoriassa lasketaan rakenteen kapasiteetti kuin se toimisi täysin monoliittisesti, hyödyntäen muun muassa tehollista suljettua aluetta (ks. kohta 4.6). Monoliittisyyskertoimilla pyritään saamaan rakenteen toimintaa vastaamaan todellisen rakenteen ominaisuuksia, kuten esimerkiksi rakenteen vaakakuorman ja taipuman välistä eroa esittävä yhtälö (54). (Lampropoulos et al. 2012, s. 1027-1029)

$$K_k = \frac{[F_y/\delta_y]_{STR}}{[F_y/\delta_y]_{MON}} \quad (54)$$

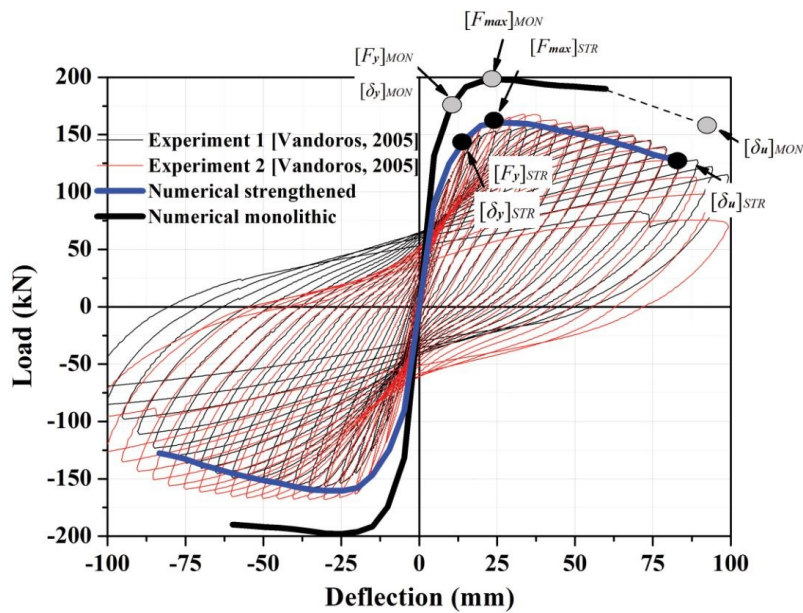
missä K_k on rakenteen monoliittisyys kerroin voiman ja siirtymän suhteen [-]
 F_y on rakenteen myötökuorma [N]
 δ_y on rakenteen myötösiirtymä voiman suunnassa [mm]
 $[-]_{STR}$ on todellisen rakenteen arvo [-]
 $[-]_{MON}$ on monoliittisen rakenteen arvo [-]
 (Lampropoulos et al. 2012, s. 1027)

Rakenteen myötösiirtymä saadaan vastaavalla tavalla yhtälöstä (55).

$$K_{\delta,\theta y} = \frac{[\delta_y]_{STR}}{[\delta_y]_{MON}} \quad (55)$$

missä $K_{\delta,\theta y}$ on rakenteen monoliittisyys kerroin siirtymän suhteen [-]
 (Lampropoulos et al. 2012, s. 1027)

Kuva 34 on esitetty erään tapauksen esimerkki, jossa monoliittisen rakenteen vaakakuorman kestävyysarvot ja siirtymät on asetettu vastaamaan todellisen rakenteen toimintaa. Kuvassa näkyy myös kokeelliset tulokset vastaavasta rakenteesta.



Kuva 34. Monoliittisen ja todellisen rakenteen välinen toiminta dynamisessa vaakakuormituksessa eräässä tapauksessa. (Lampropoulos et al. 2012, s. 1027)

Rakenteen toiminta riippuu myös normalisoidusta aksiaalikuormasta, joka on esitetty yhtälössä (56).

$$\nu_n = \frac{N}{A_{c1} \cdot f_{c1} + A_{c2} \cdot f_{c2}} \quad (56)$$

missä ν_n on rakenteen normalisoitu aksiaalikuorma [-]
 A_{c1} on pilarin betonipinta-ala [mm²]
 A_{c2} on manttelin betonipinta-ala [mm²]
 f_{c1} on pilarin betonin puristuslujuus [MPa]
 f_{c2} on manttelin betonin puristuslujuus [MPa]
 (Lampropoulos et al. 2012, s. 1030)

Muun muassa Thermou ja kumppanit esittävät iteratiivisen menetelmän rajapinnan välisen liukuman huomioimiseen ja tätä kautta rajapinnan välisen liukuman huomioivan monoliittisyyskertoimen. Menetelmä ei kuitenkaan huomioi manttelin kutistumaa, joka saat-
 taa olla merkittävä tekijä, ellei sitä ole eliminoitu esimerkiksi työmaateknisillä ratkai-
 suilla. (Thermou et al. 2007, s. 1373)

Lampropoulos ja kumppanit ehdottavat Kreikan eurokoodista poikkeavia monoliittisyys-
 kertoimia, jotka riippuvat poikkileikkauksen arvoista. Ehdotetut arvot antavat pienem-
 män kestävyysarvon kuin eurokoodeissa. Heidän tutkimuksessa todettiin myös, ettei
 manttelin betonin lujuusluokalla ole merkitystä monoliittisyyskertoimiin, kun taas nor-
 maalivoiman ja manttelin paksuudella todettiin olevan erittäin merkittävä vaikutus. On
 myös todettu, että laskennallisesti vanhan pilarin teräksillä tai pilarin koolla ei ole mer-
 kittävää vaikutusta rakenteen toimintaan. Suurempi vaikutus on manttelin osien lujuusar-
 voilla. Monoliittisyyskertoimet on taulukoitu manttelin ja pilarin betonipinta-alojen
 (A_{c1}/A_{c2}) sekä normalisoidun aksiaalikuorman mukaan. taulukko 10 ja taulukko 11 esi-
 tävät monoliittisyyskertoimia tapauksessa, jossa pinta-alojen suhde on vakio, mutta nor-
 malisoitu aksiaalikuorma on muuttuva. (Lampropoulos et al. 2012, s. 1037-1041)

*Taulukko 10. Monoliittisyyskertoimet Lampropoulos et al. mukaan ja EC:n mukaan kun
 kyseessä on nelisivuinen mantteli ja $A_{c1}/A_{c2}=1.5$ (Lampropoulos et al. 2012, s. 1038)*

Monoliittisyyskertoimet					
	ν	K_F	K_k	$K_{\delta,\theta y}$	$K_{\delta,\theta u}$
Lampropoulos et al.	0.1, 0.2	0.85	0.55	1.50	1.00
	0.4	0.70	0.50	1.30	1.10
EC		0.90	0.95	1.20	1.00

*Taulukko 11. Monoliittisyyskertoimet Lampropoulos et al. mukaan ja EC:n mukaan kun
 kyseessä on nelisivuinen mantteli ja $A_{c1}/A_{c2}=1.0$ (Lampropoulos et al. 2012, s. 1038)*

Monoliittisyyskertoimet					
	ν	K_F	K_k	$K_{\delta,\theta y}$	$K_{\delta,\theta u}$
Lampropoulos et al.	0.1, 0.2	0.80	0.55	1.40	1.10
	0.4	0.70	0.35	1.90	1.70
EC		0.90	0.95	1.20	1.00

Taulukko 12 ja taulukko 13 esittävät monoliittisyyskertoimia, kun normalisoitu aksiaali-
 kuorma on vakio ja pinta-alojen suhde muuttuu neli ja kolmisivuisessa tapauksessa.

Taulukko 12. Monoliittisyyskertoimet Lampropoulos et al. mukaan ja EC:n mukaan kun kyseessä nelisivuinen mantteli ja normalisoitu aksiaalivoima $v = 0.2$ (Lampropoulos et al. 2012, s. 1038)

	A_{c1}/A_{c2}	Monoliittisyyskertoimet			
		K_F	K_k	$K_{\delta,\theta y}$	$K_{\delta,\theta u}$
Lampropoulos et al.	0.5	0.90	0.70	1.30	0.95
	1.5	0.85	0.55	1.50	1.00
	4.0	0.75	0.75	1.05	2.85
EC		0.90	0.95	1.20	1.00

Taulukko 13. Monoliittisyyskertoimet Lampropoulos et al. mukaan ja EC:n mukaan kun kyseessä kolmisivuinen mantteli ja normalisoitu aksiaalivoima $v = 0.2$ (Lampropoulos et al. 2012, s. 1039)

	A_{c1}/A_{c2}	Monoliittisyyskertoimet			
		K_F	K_k	$K_{\delta,\theta y}$	$K_{\delta,\theta u}$
Lampropoulos et al.	0.5	0.85	0.55	1.70	1.15
	1.5	0.80	0.55	1.40	1.10
	4.0	0.75	0.25	3.00	1.00
EC		0.90	0.95	1.20	1.00

Monoliittisyyskertoimiin tulisi lisätä kerroin, jolla huomioidaan pilarin ja manttelin välissä tapahtuva liukuma kutistumasta ja virumasta. Kutistumasta tapahtuvan liukuman on todettu aiheuttavan pienentävän rakenteen kapasiteettia (Lampropoulos ja Dritsos 2008, s. 1209-1210). Menetelmä on jopa yksinkertaisempi kuin muodonmuutoksen malli, mutta monoliittisyys kertoimia voidaan käyttää vain taulukoitujen tapauksien mukaisissa tapauksissa, joissa on käytetty hitsattuja z-hakoja ja hakojen keskeltä keskelle väli on suurimmillaan 400 millimetriä. (Lampropoulos et al. 2012, s. 1029-1030)

5 Lopputulokset

Betonipilarin karhennusmenetelmiksi betonimantteloineissa suositellaan kestävyiden kannalta hiekkapuhallusta ja vesipiikkausta, jotka eivät aiheuta mikrohalkeilua tai runkoääniä muualle toimivaan rakennukseen. Mikrohalkeilun on todettu vähentävän leikkauskestävyyttä. Vesipiikkaus ja hiekkapuhallus antoivat suurimman lujuusarvot vetokohteissa. Menetelmien kustannustehokkuus riippuu muun muassa miten karhennuksessa käytettävä välineistö on hankittu työmaalle (vuokraus tai osto), välineiden merkistä ja mallista sekä välineiden käyttäjien kokemuksesta. Seuraavassa on lueteltu suositelluille menetelmille optimit kohteet.

Hiekkapuhallus soveltuu kohteisiin, joissa:

- rakennus on helppo suojata puhallusjätteeltä,
- rakennukseen ei saa kohdistua tärinää,
- käsiteltävät pilarit ovat leveitä ja/tai pitkiä ja
- pilareita ei ole erittäin paljon.

Vesipiikkaus soveltuu kohteisiin, joissa:

- vedenpoisto ei tuota ongelmia,
- rakennukseen ei saa kohdistua tärinää,
- käsiteltävät pilarit ovat leveitä ja/tai pitkiä ja
- pilareita ei ole erittäin paljoa.

Käsiteltävä betonijyrsin soveltuu kohteisiin, joissa:

- betonin lujuusluokka on riittävä ($>C30/37$) ja
- kohteessa on paljon lyhyitä pilareita (enemmän kuin 70 kappaletta), kuten esimerkiksi useissa kerroksissa.

Kaivuriin kiinnitetty betonijyrsin soveltuu kohteisiin, joissa:

- betonin lujuusluokka on riittävä ($>C30/37$),
- betonipilari on tarpeeksi vahva ottamaan vastaan kaivurin jysinnästä aiheuttaman vaakakuorman ja
- betonipilarin ympäröstössä on riittävästi tilaa ajaa kaivurilla.

Pinnan karheuden mittaamista suositellaan käytettäväksi. Pinnan karheuden mittaamiseen suositellaan käytettäväksi optista menetelmää, sillä menetelmä on nopeampi kuin lasihelmimenetelmä, se soveltuu pystypinnoille ja menetelmä antaa pienemmän pinnan karheuden arvon kuin lasihelmimentelmä. Tällöin rajapinnan kitka ja adheesio-ominaisuudet eivät korostu liikaa ja pinnan leikkauskapasiteetti on pienempi kuin lasihelmimentelmällä mitatun. Tulos on tällöin varmalla puolella sillä adheesio- ja kitkan kautta tapahtuva leikkaus on tällöin suurempi, jolloin leikkausliittimille siirtyvä kuormitus on pienempi.

Dynaamisissa kuormituksissa rajapinnan välisellä karhennuksella, tartunta-aineella tai leikkausliittimillä ei ole merkitystä rakenteen toimivuuden kannalta. Merkittävämmäksi tekijäksi on osoittautunut manttelin betonin lujuusluokka, jonka tulisi olla selvästi suurempi kuin pilarin. Epäkeskisessä kuormitustapauksessa pilarin ja manttelin rajapinnan kiinnitysasteella ei myöskään ole merkitystä, jos kuormat saadaan jakautumaan pilarin ja manttelin välille tasan. (Júlio ja Branco 2008, s. 477), (Júlio et al. 2005, s. 257), (Ong et al. 2004, s. 90-91)

Muodonmuutoksen mallilla päästään alustavaan arvioon rakenteen poikkileikkauksesta, mutta rakenteiden lopulliseen mitoittamiseen malli on liian karkea. Rakennetta suunniteltaessa suositellaan käytettäväksi FEM-laskentaohjelmaa, joka ottaa huomioon muun muassa betonin kutistumat, viruman ja halkeilun, joita käsinlaskentamenetelmillä on hankalampi arvioida tarkasti.

Lopullista rakennetta mitoittaessa käsinlaskumenetelmältä edellytetään halkeilun ja rajapinnan välisen liukuman huomioimista, jolloin muodonmuutoksen malli ei enää sovellu tarkasteluun. Suositus olisi käyttää iterointimenetelmää, joka on esitetty kohdassa 4.7, jolloin rakenteeseen kohdistuvat häviöt huomioidaan tarkemmin kuin muodonmuutoksen mallissa. Halkeilleessa poikkileikkauksessa menetelmä edellyttää jo viereisten pisteiden huomioimisen, jolloin on järkevää siirtyä FEM-analyysiin.

Muodonmuutoksen mallissa pilarin teräksiä ei huomioida rakennetta mitoittaessa. Tämä kuitenkin vääristää tuloksia, joka lisää riskiä rakenteen murtumiseen. Menetelmää käytettäessä tulisi tarkistaa poikkileikkauksen kestävyys myös pilarin teräksien kanssa. Teräksen puristuskapasiteetin ylittäessä teräs pyrkii nurjahtamaan, jolloin teräsiin tulee ylimäärisiä vaakavoimia, jotka saattavat aiheuttaa betonin halkeilua. Pilarin terästen poistaminen laskennasta voidaan perustella suurissa poikkileikkauksissa, joissa on osoitettu, että terästen osuus puristuskapasiteetista on häviävän pieni, mutta manttelin uloimpien puristettujen teräksien kapasiteetti tulisi tarkastella. (Dhakal ja Maekawa 2002 s. 1139-1147), (Campioni et al. 2013, s. 1721-1722), (Campioni ja Minafó 2010, s. 2758-2759)

Kutistumien laskentamallitarkastelun perusteella lopullisia kutistumia voidaan vähentää keskimäärin noin 12 % valitsemalla hitaasti kovettuva sementtilaatu normaalisti kovettuvan sijaan. Laskentamallitarkastelun perusteella nopeasti kovettuva sementtityyppi lisää kutistumaa keskimäärin 24 % normaalisti kovettuvaan sementtiin verrattuna. Betonin kutistumaan liittyy kuitenkin betonin sementtilaadun lisäksi kiviaineksen maksimiraekoko, rakeisuus, hienoaineksen määrä, lisäaineiden määrä ja laatu. Useimmiten lisäaineistus ja sementtilaatujen määrittäminen kuuluu betonitoimittajalle, joka määrittää sopivan betonilaadun parhaaksi katsomallaan tavalla. Suunnittelijan tulisi tuoda esiin mahdollisimman pian, että kutistumilla on vaikutusta kuormien jakautumiseen mantteloidussa poikkileikkauksessa, jotta työmaa voi tilata oikeanlaista betonimassaa ja varautua tarvittaessa aikataulumuutoksiin.

Vertaillen EC:n ja fib Model Code 2010 mukaista viruman ja kutistuman laskentamalleja, voidaan huomata, että kutistumat ovat selvästi pienempiä EC:n mukaisella laskentamallilla kuin fib:n laskentamallin. Liitteessä 2 sivulla 11 voimme huomata, että suurin osa eroista aiheutuu kutistumien laskentamallin eroavaisuudesta, ei niinkään viruman. Muodonmuutosten selvittäminen mahdollisimman tarkasti on oleellista, jotta rajapintaan aiheutuvat jännitykset ja kuormitushäviöt saadaan mahdollisimman tarkasti selvitettyä. Kutistuman yhtälöt eivät kuitenkaan huomioi betonin rakeisuutta, lisäaineita tai ympäröivän ilman lämpötilaa. Tämän perusteella voidaan sanoa, että kutistumien laskennallinen arvioiminen on vain summittaista arviointia, eikä todellista kutistumaa voida sanoa ennen kuin rakenteessa tapahtunut kutistuminen on lopulta tapahtunut. Hyödyllisempää olisikin kehittää täysin kutistumaton betonimassa, johon esimerkiksi nano-materiaalien kehittämisessä on suuret potentiaalit.

Eurokoodien päivitys vie aina oman aikansa, mikä vuoksi nykyiset eurokoodit pohjautuvat vielä Model Code 90:n, vaikka uusin Model Code 2010 on jo julkaistu. Model Code

2010 huomioisi muun muassa korkealujuus-, IT-betonin ja niin sanotun vihreän betonin ominaisuuksia. Uusin mallikoodikaan ei ole täysin ajassa mukana, sillä se ei huomioi ultra-korkealujuusbetonin ($120 < f_{ck} \leq 200$ MPa) ominaisuuksia. Suunnittelijoiden tulisi-kin miettiä käytettävissä olevien yhtälöiden perusolettamuksia esimerkiksi erikoisia materiaaleja käytettäessä. Käytettävien yhtälöiden tulisi vastata todellisia arvoja tai antaa varmallalla puolella olevia arvoja. Vääristyneistä arvoista seuraa liittyville rakenteille vääristyneitä arvoja. Arvojen vääristyessä onkin perusteltua käyttää suurempaa ominaisvarmuuskerrointa liittyville rakenteille rakenteen toimivuuden ja turvallisuuden takaamiseksi. (Müller et al. 2013, s. 321)

5.1 Jatkotutkimusaiheet

Tutkimus vastasi useisiin kysymyksiin, mutta vastaukset herättivät usein jatkotutkimusaiheita tai -kysymyksiä, joihin tässä tutkimuksessa ei jäänyt aikaa ja rahoitusta perehtyä.

Karhennusmenetelmistä jatkotutkimusaiheeksi nousi laser-ablaatio- ja mikroaalto-menetelmän soveltuvuus betonipinnan karhennukseen. Erityisesti pinnan karheus ja veto-ominaisuudet ovat kiinnostavia. Laser-ablaatiomenetelmässä laser-säteiden välisellä etäisyydellä voisi kuvitella olevan merkitystä pinnan tartuntakestävyyteen. Leikkauskestävyyden kannalta laser-ablaatiomenetelmän käsittelysuunnalla saattaa olla merkitystä etenkin, jos uurteet ovat syviä ja käsittelysuunta on kohtisuoraa vastaan leikkausjännitykseen nähden. Mikroaalto-menetelmässä voidaan päästä nopeampiin käsittelynopeuksiin, jos menetelmällä saavutetaan riittävä karhennus veto- ja leikkauskestävyyttä varten. Molemmat menetelmät vaikuttavat karkeilta, joten aiheuttavatko ne mikrohalkeilua merkittävästi?

Itsensä korjaavan betonin pitkän ajan ominaisuuksista ei ole tutkimustietoa, sillä aihealue on vielä niin uusi. Mielenkiintoista onkin muuttuuko betonipinta tai rakenteen poikkileikkaus, jos betonirakenne on sateelle alttiina tai ilman kosteus on suurehko. Kosteuden päästyä rakenteen sisälle aiheuttaako tämä rakenteen paisumista ja tämän johdosta erinäisiä jännitystiloja? Bakteerit ovat tunnettuja niiden nopeasta lisääntymiskyvystä optimiolosuhteissa, joten onko kyseisten bakteerilajien aiheuttama halkeamien kuroutuminen kiihtyvä prosessi ajan saatossa? Aiheuttavatko kyseiset bakteerit betoniteräksissä mikrobikorroosiota?

Nano-materiaaleilla pystytään nopeuttamaan hydrataatioreaktiota (esimerkiksi nano-titaniumoksidi). Tällöin saavutetaan aikaisemmin betonin lopullinen kutistuma, mutta nuoren betonin muodonmuutokset ovat suurimmillaan. Tällä hetkellä nanomateriaaleja sovelletaan savuttamaan erittäin korkealujuusluokan betonia, mutta käyttämällä nano-materiaaleja ja sopivaa lisäaineistusta oikeassa suhteessa onko mahdollista luoda kutistuman betonilaatu? (Safiuddin et al. 2014, s. 994)

Raudoittamattoman rajapinnan väliselle liukumalle ei kirjallisuudesta löytynyt laskentamallia. Suora muodonmuutosten ero ei täysin vastaa todellista arvoa, sillä rakenteiden välissä vaikuttaa ainakin osittain rajapinnan adheesio-ominaisuudet, jolloin rakenne toimii jossain määrin yhdessä jopa dynaamisessa rasituksessa ilman erityisiä pintakäsittelyitä.

Betonipinnan karhennus tai poistaminen on tietyissä tilanteissa osoittautunut haasteelliseksi, jos poistettavan betonin lujuusluokka on tarpeeksi korkea. Tähän ilmiöön saattaa

sisältyä muitakin betonin ominaisuuksia, joita on syytä tutkia tarkemmin. Korkea- ja ultrakorkealujuusluokkien betonit ovat alkaneet yleistymään, jännitetyissä rakenteissa ja korjausrakentamisessa. Kohteet, joissa on käytetty kyseisiä betonilaatuja ajan myötä päätyvät olemaan suunnitellun käyttöiän päässä, jolloin niiden purkaminen ja vahvistaminen saattavat käydä haasteellisiksi, ellei tehokasta purku- tai karhennusmenetelmää löydy. Onko vesipiikkauksen soveltuvuudella jokin tietty lujuuden raja-arvo? Silko antaa ylimmäksi suositelluksi lujuusluokaksi C40/50. Terästeollisuudessa on käytössä vesileikkausmenetelmiä, joiden soveltuvuutta voisi tutkia rakennusteollisuuden käyttöön. Onko vesipiikkaukselle vaihtoehtoja, jos kohteeseen ei sovellu veden käyttö esimerkiksi vesivahingon vaaran vuoksi? (Nokelainen 2016), (SILKO 1.203 2002, s. 3), (Tourunen 2016)

6 Lähdeluettelo

Aluehallintovirasto. 2016. Asbesti. [Verkkosivut, viitattu 22.6.2016]. Saatavissa: <http://www.tyosuojelu.fi/tyoolot/rakennusala/asbesti>

Anttila, V. 2016, Kehityspäällikkö. Rudus Oy, betoniteknologia. Helsinki, Pronssitie 1, PL 49, 00441 Helsinki. Haastattelu 2.6.2016.

Anttila, V. ja Vuorinen P. 2004, Rakentajainkalenteri 2005, Itsetiivistyvä betoni. Keuruu, Rakennustieto Oy, s. 475-483. ISSN 0355-550X

Anttila, T. 2014. Teräsbetonipilarin vahvistaminen. [Verkkodokumentti]. Opinnäytetyö. Kymenlaakson Ammattikorkeakoulu. Kotka. 56 s. [Viitattu 11.04.2016]. Saatavissa: <http://urn.fi/URN:NBN:fi:amk-2014052910844>

B4, 2001, Suomen rakentamismääräyskokoelma B4, betonirakenteet. Helsinki. Ympäristöministeriö. 80 s.

Basilisk. 2016. Products. [Verkkosivut, viitattu 30.6.2016]. Saatavissa: <http://www.basiliskconcrete.com/producten/?lang=en>

Bell, G. I. 1978. Models for the specific adhesion of cells to cells. A theoretical framework for adhesion mediated by reversible bonds between cell surface molecules. Science. [Verkkolehti], vol 200:4342, s. 618-627. [Viitattu 20.6.2016]. Saatavissa: <http://science.sciencemag.org/content/200/4342/618.abstract> ISSN 0036-8075

Berghäll, J. 1988. RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV, Runkorakenteet. Helsinki; Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, s. 90-118. ISBN 981-758-168-8

a: Betoniteollisuus Ry, Muottikaluston valinta ja käyttö [Verkkosivusto, viitattu 1.6.2016]. Saatavissa: <http://www.valmisbetoni.fi/toteutus/muotit/Muottikaluston%20valinta>

b: Betoniteollisuus Ry, Muottijärjestelmät [Verkkosivusto, viitattu 1.6.2016]. Saatavissa: <http://www.valmisbetoni.fi/toteutus/muotit/Muottij%C3%A4rjestelm%C3%A4t>

Bickford, J. H. 1990. An introduction to the design and behavior of bolted joints. New York, Marcel Dekker Inc. 709 s. ISBN 0- 8247-8167-8

Bluey technologies pty ltd. 2016. Concrete surface preparation guidelines. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 20.6.2016]. Saatavissa: <http://www.bluey.com.au/wp-content/uploads/2012/05/Concrete-Surface-Prep-Proc-LR-R1.pdf>

Bousias, S. N., Biskins, D., Fardis, M. N. ja Spathis, A. 2007, Strength stiffness, and cyclic deformation capacity of concrete jacketed members. ACI structural journal. [Verkkolehti]. vol 104:5. s. 521-531. [Viitattu 15.6.2016]. Saatavissa: <http://search.proquest.com/docview/198342472?accountid=27468> ISSN 0889-3241

Campione, G., Fossetti, M. Giacchino, C. ja Minafó, G. 2013. RC columns externally strengthened with RC jackets, Materials and Structures. [Verkkolehti]. vol 47:10, s. 1715-

1728. [Viitattu 25.4.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-013-0146-x> ISSN 1359-5997

Campione G. ja Minafó G. 2010. Compressive behavior of short high-strength concrete columns. *Engineering Structures*. [Verkkolehti]. vol 32:9, s. 2755-2766. [Viitattu 16.5.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.04.045> ISSN 01410296

Colleparidi, M., Borsoi, A., Colleparidi, S., Olagot, J. J. O. ja Troli, R. 2004. Effects of shrinkage reducing admixture in shrinkage compensating concrete under non-wet curing conditions. *Cement & concrete*. [Verkkolehti]. vol 27:6, s. 704-708. [Viitattu 7.6.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.09.020> ISSN 0958-9465

Courard, L. 2001. Evaluation of thermodynamic properties of concrete substrates and cement slurries modified with admixtures. *Materials and structures*. [Verkkolehti]. vol 35:3, s. 149-155. [Viitattu 2.8.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1007/BF02533583> ISSN 1871-6873

Courard, L., Piotowski, T. ja Garbacz, A. ja 2014. Near-to-surface properties affection bond strength in concrete repair. *Cement & Concrete Composites*. [Verkkolehti]. vol 46:20140201, s. 73-80. [Viitattu 19.5.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.11.005> ISSN 0958-9455

Dhakar, R. P. ja Maekawa, K. 2002. Modeling for postyield buckling of reinforcement. *Journal of Structural Engineering*. [Verkkolehti]. vol 12:9, s. 1139-1147. [Viitattu 17.5.2016]. Saatavissa: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:9\(1139\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:9(1139)) ISSN 0733-9445

ETA-07/0046, 2012, Macalloy 1030 Post Tensioning system. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 1.8.2016]. Saatavissa: <http://www.macalloy.com/approvals-en-us/post-tensioning-system?ref=Macalloy%201030%20and%20S1030%20Post%20Tensioning%20Bar>

fib. 2010. Model Code 2010, First complete draft, Volume 1, Bulletin 55. Lausanne; International federation for structural concrete (fib). 292 s. ISBN 978-2-88394-095-6

Fuzier, J.-P., Ganz, H.-R. ja Matt, P. 2006. fib Bulletin No. 33. Durability of post-tensioning tendons. Lausanne. The international federation of structural concrete (fib). 76 s. ISBN 2-88394-073-8

Hakulinen, M. 2009. Taustaselvitykset, Rakentamisen aiheuttamat tärinät-projekti. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 27.7.2016]. Saatavissa: <http://www.getunderground.fi/web/page.aspx?refid=11>

Hilti Corporation, 2014, Hilti anchor fastening technology manual, painos 09/2014 [Verkkojulkaisu]. [Viitattu 13.5.2016]. Saatavissa: https://www.hilti.fi/medias/sys_master/documents/hfa/9135227469854/Anchor_Fastening_Technology_Manual_2014-09_Complete_Technical_information_ASSET_DOC_3880765.pdf

Hwang, S. ja Khayat, K. H. 2008. Effect of mixture composition on restrained shrinkage cracking of self-consolidating concrete used in repair. ACI materials journal. [Verkkolehti]. vol 105:5. s. 499-509. [Viitattu 8.6.2016]. Saatavissa: <http://search.proquest.com/docview/197936899?accountid=27468>

Júlio, E. N. B. S. ja Branco, F. A. B. 2008. Reinforced Concrete jacketing - interface influence on cyclic loading response, ACI Structural Journal. [Verkkolehti]. vol 105:4, s. 471-477. [Viitattu 25.4.2016]. Saatavissa: <http://search.proquest.com/docview/198337094?accountid=136582> ISSN 0889-3241

Júlio, E. N. B. S., Branco, F. A. B. ja Silva, V. D. 2005. Reinforced concrete jacketing – interface influence on monotonic loading response. ACI Structural Journal. [Verkkolehti]. vol 102:2. s. 252-257. [Viitattu 25.4.2016]. Saatavissa: <http://search.proquest.com/docview/198353926?accountid=136582> ISSN 0889-3241

Kiviluoma, R. 2010. Siltarakenteiden värähtelymitoitus. Värähtelymitoituksen periaatteet. Siltaeurokoodikoulutus 29-30.3.2010. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 28.7.2016]. Saatavissa: http://www.liikennevirasto.fi/documents/20473/64349/Kiviluoma_Siltarakenteiden_varahtelymitoitus.pdf

a: Kivimäki, C. 2011. Ratu 82-0379, Purkutyö. Espoo. Mittaviiva Oy. 26 s.

b: Kivimäki, C. 2011. Ratu 82-0380, Vesipiikkaus. Espoo. Mittaviiva Oy. 16 s.

Kolehmainen, A. 1995. Betonityöohjeet RIL 149-1995. Vaasa: Suomen Rakennusinsinöörin liitto RIL r.y. s. 244-326 ISBN 951-758-341-9

Kopadi Oy. 2016. Timattihionta, kiillotus, jysintä ja pölynhallinta. [Verkojulkaisu]. [Viitattu 18.7.2016]. Saatavissa: http://www.kopadi.fi/Kopadi/sites/default/files/esitteet/KOPADI_Lattiahionta_ja-jysinta_polynhallinta_web.pdf

Krainskyi, P., Khmil, R. ja Blikharskiy, Z. The strength of reinforced concrete columns, strengthened by reinforced concrete jacketing under loading. Journal of civil engineering, environment and architecture (JCEEA). [Verkkolehti]. vol 62-3:2, s. 209-220. [Viitattu 27.7.2016]. Saatavissa: <http://oficyna.w.prz.edu.pl/zeszyty-naukowe/czasopismo-inzynierii-ladowej-s/jceea-62/jceea-62-03/jceea-62-03-t2>

Kronlöf, A. ja Salparanta, L. 2006, Betonimassan sisäiset jälkihoitoaineet. [Verkkodokumentti]. Tutkimuslöstus. VTT. Espoo. 23 s. [Viitattu 7.6.2016]. Saatavissa: http://alk.tiehallinto.fi/sillat/julkaisut/betonimassan_sisaiset_jalkihoitoaineet_2006%20.pdf

Lampropoulos, A. P. ja Dritsos, S. E. 2008. Numerical study of the effects of preloading, axial loading and concrete shrinkage on reinforced concrete elements strengthened by concrete layers and jackets. Seismic engineering conference commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria earthquake, parts 1 and 2. [Verkkolehti]. vol. 1020. s. 1203-1210. [Viitattu 6.6.2016] Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1063/1.2963741> ISSN 0094-243X

a: Lampropoulos, A. P. ja Dritsos, S. E. 2011. Modelling of RC columns strengthened with RC jackets. Earthquake engineering and structural dynamics. [Verkkolehti]. vol

40:15, s. 1689-1705. [Viitattu 2.8.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.1109> ISSN 0098-8847

b: Lampropoulos, A. P. ja Dritsos, S. E. 2011. Concrete shrinkage effect on the behavior of RC columns under monotonic and cyclic loading. Construction and building materials. [Verkkolehti]. vol 25:4. s. 1596-1602. [Viitattu 6.6.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.10.001> ISSN 0950-0618

Lampropoulos, A. P., Tsioulou, O. T. ja Dritsos, S. E. 2012. Monolithic coefficient values for design when seismically strengthening RC columns with jackets. Journal of earthquake engineering. [Verkkolehti]. vol 16:7. s. 1023-1042. [Viitattu 15.6.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1080/13632469.2012.689120> ISSN 1363-2469

Leskelä, M. V. 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, by210. Helsinki; Suomen Betoniyhdistys Ry, 711 s. ISBN 978-952-5075-96-0

Liikennevirasto. 2011. Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje. Liikenneviraston ohjeita 17/2011. [Verkkojulkaisu]. 54 s. [Viitattu 8.8.2016]. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2011-17_betonisiltojen_korjaussuunnitteluohje_web.pdf ISBN 978-952-255-724-7

Minafó G. 2014. A practical approach for the strength evaluation of RC columns reinforced with RC jackets. Engineering Structures. [Verkkolehti]. vol 85, s. 162-169. [Viitattu 18.5.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.12.025> ISSN 0141-0296

Morris, M. 2015. Concrete additive harnesses bacteria to fix cracks, but costs and other hurdles hinder adoption. Engineering News-Record. vol 275:1, s. 20. ISSN 0891-9526

Müller, H. S., Anders, I., Breiner, R. ja Vogel, M. 2013. Concrete: Treatment types and properties in fib Model Code 2010. Structural Concrete. [Verkkolehti]. vol 14:4. s. 320-334. [Viitattu 14.6.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1002/suco.201200048>

Naaman, A. E. 2004. Prestressed concrete analysis and design, fundamentals. Michigan, Quality books Inc., 1072 s. ISBN 0-9674939-1-9

Nikula, A. 2004. Korroosiokäsikirja. Korroosion torjuntakeinoja korroosion estämiseksi esiintymismuodoittain. Rajamäki, KP-Media Oy, s. 165-220. ISBN 951-97101-7-5

Nokelainen, M. 2016, Työnjohtaja, NCC Rakennus Oy. Helsinki, Mannerheimintie 103a, PL 13, 00281 Helsinki. Haastattelu 10.6.2016.

Ong, K. C. G., Kog, Y. C., Yu, C. H. ja Sreekanth A. P. V. 2004. Jacketing of reinforced concrete column subjected to axial loading, Magazine of Concrete Research. [Verkkolehti]. vol 56:2, s. 89-98. [Viitattu 4.5.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1680/mac.2004.56.2.89> ISSN 1751-763X

Pahkala, M. ja Vuorinen, P. 2002, Rakentajainkalenteri 2003, Paikallavaletut betonipinnat. Hämeenlinna, Rakennustieto Oy, s. 517-539. ISSN 0355-550X

PANK-5103. 1997. Pintakarkeus, sand patch lasihelmimentelmä. [Verkkodokumentti]. Helsinki. Päällystealan neuvottelukunta Ry Pank Ry. 4 s. [Viitattu 24.5.2016]. Saatavissa: http://pank.fi/file/403/270_pank5103.pdf

Papia, M. ja Russo, G. 1989. Compressive concrete strain at buckling of longitudinal reinforcement. ASCE Journal of structural engineering, [Verkkolehti]. vol 115:2. s. 382-397. [Viitattu 8.6.2016]. Saatavissa: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1989\)115:2\(382\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:2(382)) ISSN 0733-9445

Randl, N. 2013, Design recommendations for interface shear in fib Model Code 2010, Structural concrete. [Verkkolehti]. vol 14:3, s. 230-241. [Viitattu 9.5.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1002/suco.201300003> ISSN 1464-4177

Reitz, W. E. 1994, Coating-Removal Techniques: Advantages and disadvantages. JOM The journal of the minerals, metals & materials society, Vol.46:7, s.55-59. ISSN 1047-4838

Robins, P. J. ja Standish, I. G. 1982. Bond in Concrete. Essex; Applied Science Publishers Ltd, s. 262-272. ISBN 0-85334-156-7

Roihuvuo, I. 2016, Myynti- ja markkinointijohtaja. PERI Suomi Ltd Oy. Hyvinkää, Hakakalliontie 5, 05460 Hyvinkää. Haastattelu 15.6.2016.

Safiuddin, M., Gonzalez, M., Cao, J. ja Tighe, L. 2014. State-of-the-art report on use of nano-materials in concrete. International Journal of Pavement Engineering. [Verkkolehti]. vol 15:10 s. 940-949. [Viitattu 5.8.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1080/10298436.2014.893327> ISSN: 1029-8436

Sagara, A. ja Pane, I. 2015. A study on effects of creep and shrinkage in high strength concrete bridges. Procedia engineering. [Verkkolehti]. vol 125, s. 1089-1093. [Viitattu 7.6.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2015.11.089> ISSN 1877-7058

Salmi, T. ja Pajunen, S. 2010. Lujuusoppi. Tampere; Pressus Oy, 462 s. ISBN 978-952-9835-67-6

Santos, P. M. D. ja Júlio E. N. B. S. 2012. A State-of-art review on shear-friction. Engineering Structures. [Verkkolehti]. vol. 45, s. 435-448. [Viitattu 4.5.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.06.036> ISSN 0141-0296

Santos, P. M. D., Júlio, E. N. B. S. ja Silva, V. D. 2007. Correlation between concrete-to-concrete bond strength and the roughness of the substrate surface. Construction and building materials. [Verkkolehti]. vol. 21:8, s. 1688-1695. [Viitattu 19.5.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.05.044> ISSN 0950-0618

Savina, M., Xu, Z, Wang, Y., Pellin, M., ja Leong, K. 1999. Pulsed laser ablation of cement and concrete. Journal Of Laser Applications. [Verkkolehti]. Vol 11:6. s. 284-287. [Viitattu 13.6.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.2351/1.521905> ISSN 1042-346X

Seddik, M ja Sato, R. 2010 Effect of curing methods on autogenous shrinkage and self-induced stress of high performance concrete. ACI Materials Journal. [Verkkolehti]. vol

107:1. s. 65-74. [Viitattu 7.6.2016]. Saatavissa: <http://search.proquest.com/docview/197955470?accountid=136582> ISSN 0889-325X

SFS-EN 197-1. 2012. Sementti. Osa 1. Tavallisten sementtien koostumus, laatuvaatimukset ja vaatimusten mukaisuus. Helsinki. Suomen standardisoimisliitto SFS. 36 s.

SFS-EN 1991-1-4+AC+A1. 2011. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat. Helsinki. Suomen standardisoimisliitto SFS. 1+254 s.

SFS-EN 1991-1-6+AC. 2005. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-6: Yleiset kuormat. Toteuttamisen aikaiset kuormat. Helsinki. Suomen standardisoimisliitto SFS. 1+52 s.

SFS-EN 1991-1-7+A1+AC. 2014. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat. Helsinki. Suomen standardisoimisliitto SFS. 1+117 s.

SFS-EN 1991-2+AC. 2004. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 2: Siltojen liikennekuormat. Helsinki. Suomen standardisoimisliitto SFS. 1+143 s.

SFS-EN 1992-1-1+A1+AC. 2015. Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki. Suomen standardisoimisliitto SFS. 1+218 s.

SFS-EN 13670. 2010. Betonirakenteiden toteutus. Helsinki. Suomen standardisoimisliitto SFS. 61 s.

SFS-EN ISO 898-1. 2013. Kiinnittimien lujuusominaisuudet. Seostamattomat ja seostetut. Osa 1: Ruuvien ja vaarnaruuvien lujuusluokat. Vakiokierre ja taajakierre. Helsinki. Suomen standardisoimisliitto SFS. 1+123 s.

SILKO 1.203. 2002. Betonirakenteet, Purkamis- ja esikäsittelymenetelmät, Yleiset laatuvaatimukset. [Verkkodokumentti]. Helsinki. Tiehallinto. [Viitattu 31.5.2016]. Saatavissa: <http://www2.liikennevirasto.fi/sillat/silko/kansio1/s1203.pdf>

Simpson, D. 2002. Preparing construction joint faces. Concrete. [Verkkolehti]. vol 36:10, s. 36-37. [Viitattu 23.5.2016]. Saatavissa: <http://search.proquest.com/docview/204277351?accountid=27468> ISSN 0010-5317

Sheikh, S. 1982. A comparative study of confinement models, ACI Journal. vol 79:4. s. 296-306. ISSN 0002-8061

Sheikh, S. ja Uzumeri S. 1982. Analytical model for concrete confinement in tied columns, Journal of the Structural Division. vol 108:12. s. 2703-2722. ISSN 0044-8001

Soliman, A. ja Nehdi, M. 2012. Early-age shrinkage of ultra-high-performance concrete under drying/wetting cycles and under submerged conditions. ACI Materials Journal. [Verkkolehti]. vol 109:2. s. 131-139. [Viitattu 7.6.2016] Saatavissa: <http://search.proquest.com/docview/1701012969?accountid=136582582> ISSN 0889-325X

Sormat Oy. 2016. Kemiallinen ankkuri KEM-VE 16. [Verkkosivu, viitattu 16.6.2016]. Saatavissa: <http://fi.sormat.com/products/72816/>

Stadion-säätiö. 2016. Uudistuva stadion. [Verkkosivu, viitattu 21.6.2016]. Saatavissa: <http://www.stadion.fi/koe-uusi-stadion>

Suomen Betoniyhdistys Ry. 2004. Betonitekniikan oppikirja, by201. Helsinki; Suomen Betoniyhdistys Ry, 570 s. ISBN 978-952-5075-61-8

Suomen Betoniyhdistys Ry. 2009. Suunnitteluohje EC2 osat 1-1 ja 1-2. Helsinki; Suomen Betoniyhdistys Ry, (152+57) s. ISBN 978-952-67169-0-9

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL Ry. 2011. RIL 201-1-2011 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki; Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL Ry, 190 s. ISBN 978-951-758-533-0

a: Sweco Rakennetekniikka Oy, Mantteloinnin toiminta, Swecon laskentapohja,

b: Sweco Rakennetekniikka Oy, Betonin plastinen puristuskestävyys, Swecon laskentapohja

Tourunen, A. 2016. Asiakaspäällikkö. Helsingin rakennusvirasto HKR-rakennuttaja, Helsinki. Elimäenkatu 5, 00510 Helsinki. Haastattelu 21.6.2016

Thermou, G. E., Pantazopoulou, S. J. ja Einashai, A. S. 2007. Flexural behavior of brittle RC members rehabilitated with concrete jacketing. Journal of Structural Engineering. [Verkkolehti]. vol 133:10, s. 1373-1384. [Viitattu 25.4.2016]. Saatavissa: <http://search.proquest.com/docview/30947915?accountid=136582> ISSN 0733-9445

Thermou, G. E., Papanikolau, V. K. ja Kappos A. J. 2014. Flexural behavior of reinforced concrete jacketed columns under reverse cyclic loading. Engineering Structures. [Verkkolehti]. vol 76, s. 270-282. [Viitattu 15.6.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.07.013> ISSN 0141-0296

Timoshenko, S. P. ja Gere, J. M. 1961. Theory of elastic stability, second edition, New York ja Lontoo; McGraw-Hill Book Company Inc. 541 s. ISBN-13; 978-0-486-47207-2 ja ISBN-10; 0-486-47207-8

Tynkkynen O.-P. 2009. Sillan vaurioiden ja korjaamisen vaikutus kantavuuteen: Pilari ja laatta. Diplomityö. Tampereen teknillinen yliopisto. Tampere. 124 s.

Ukrainczyk, N., Frankovic M. ja Šipušić, J. 2013. Calcium sulfoaluminate eco-cement from industrial waste. Chemical and biochemical engineering quarterly. [Verkkolehti]. vol 27:1 s. 83-93. [Viitattu 1.8.2016]. Saatavissa: <http://hrcak.srce.hr/99441> ISSN 0352-9568

Vandoros, K. G. ja Dritsos S. E. 2006. Concrete jacket construction detail effectiveness when strengthening RC columns. Construction and building materials. [Verkkolehti]. vol 22:3. s. 264-276 [Viitattu 9.4.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuild-mat.2006.08.019> ISSN 0950-0618

Vesämäki, M. 2016. Tuotepäällikkö. Oy Mechelin Company Ab, Helsinki. Mekaanikonkatu 13, 00880 Helsinki. Haastattelu 15.7.2016

Vesipiikkaus Oy. 2016. Vesipiikkaus [Verkkosivu, viitattu 24.5.2016]. Saatavissa: <http://www.vesipiikkaus.com/vesipiikkaus.htm>

Vijay, M. M. 1998. Water jet applications in construction engineering. Pulsed jets: Fundamentals and applications, Rotterdam; A. A. Balkema. s. 19-39. ISBN 90-5410-698-0

Viljanen, P. 2016. Tuotepäällikkö. Cramo Finland Oy, Vantaa. Viinikankaari 9, 01530 Vantaa. Haastattelu 16.7.2016.

Virta, T. 2013. Rakennusteasetuksen voimaantulon huomioiminen suunnittelutyössä. FMC Groupin sisäinen muistio. 19.6.2013

Wang, Y.-C. ja Hsu, K. 2009. Shear strength of RC jacketed interior beam-column joints without horizontal shear reinforcement. ACI Structural Journal. [Verkkolehti]. vol 106:2. s. 222-232. [Viitattu 2.8.2016]. Saatavissa: <http://search.proquest.com/docview/198333788?accountid=27468> ISSN 0889-3241

Wikimedia commons. 2009. US Navy 091002-N-0096C-032 viation Boatswain's Mate (Handling) Airman Matthew Clark, from Corona, Calif., removes non-skid deck coating with a needle gun in the hangar bay aboard the aircraft carrier USS John C. Stennis (CVN 74.jpg. [Verkkosivu, Viitattu 2.4.2016]. Saatavissa: [https://commons.wikimedia.org/wiki/File%3AUS_Navy_091002-N-0096C-032_viation_Boatswain's_Mate_\(Handling\)_Airman_Matthew_Clark%2C_from_Corona%2C_Calif.%2C_removes_non-skid_deck_coating_with_a_needle_gun_in_the_hangar_bay_aboard_the_aircraft_carrier_USS_John_C._Stennis_\(CVN_74.jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File%3AUS_Navy_091002-N-0096C-032_viation_Boatswain's_Mate_(Handling)_Airman_Matthew_Clark%2C_from_Corona%2C_Calif.%2C_removes_non-skid_deck_coating_with_a_needle_gun_in_the_hangar_bay_aboard_the_aircraft_carrier_USS_John_C._Stennis_(CVN_74.jpg)

Wiktor, V. ja Jonkers, H. M. 2011. Quantification of crack-healing in novel bacteria-based self-healing concrete. Cement & Concrete Composites. [Verkkolehti]. vol 33:7, s. 763-770. [Viitattu 30.6.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.03.012> ISSN 0958-9465

Wu, Z., Zhang, X., Zheng, J., Hu, Y. ja Qingbin, L. 2014. Experimental study on the bond behavior of deformed bars embedded in concrete subjected to lateral tension. Materials and Structures. [Verkkolehti]. vol 47:10, s. 1647-1668. [Viitattu 21.6.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-013-0143-0> ISSN 1359-5997

Würth Oy. 2016. Würth kiinnitystarvikkeet. [Verkkojulkaisu]. [Viitattu 16.6.2016]. Saatavissa: http://www.wurth.fi/site/fi/home/tuotteet/tuoteryhmat/kiinnitystarvikkeet/kiinnitystarvikkeet_1.html

YIT Oyj. 2016. Tripla by YIT [Verkkosivu, viitattu 31.5.2016]. Saatavissa: http://www.yit.fi/yit_fi/tripla

Young, F. C. 2003, Cleaning with solid carbon dioxide pellet blasting. Surface contamination and cleaning. Vol 1. s. 151-158. ISBN 978-904-74032-89

Zhang, X., Wu, Z., Zheng, J., Dong, W. ja Bouchair, A. 2016 Ultimate bond strength of plain round bars embedded in concrete subjected to uniform lateral tension. Construction and building materials. [Verkkolehti]. Vol 117, s. 163-170. [Viitattu 21.6.2016]. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.029> ISSN 0950-0618

7 Liiteluettelo

- Liite 1. Manttelin kutistumien vertailu Eurokoodi/fib Model Code 2010, Numeerinen tapaus vertailu. 12 sivua.
- Liite 2. Manttelin kutistumien vertailu Eurokoodi/fib Model Code 2010, laskelmat. 11 sivua.
- Liite 3. Jännitettyjen liittimen laskentamallin tuloksien vertailu. 3 sivua.
- Liite 4. Karhennusmenetelmien kustannusvertailu eri tapauksissa. 2 sivua.

Manttelin kutistumien vertailu Eurokoodi/fib Model Code 2010, Numeerinen tapaus vertailu

Perustiedot

	Platti	Mantelli	Raudsuhd.	Betoni	Tervä	Korruitus	Kuorma manttelle	Normaalisuuri aksiaalikuorma
	h _{pk} [mm]	m [mm]	p [-]	f _{ct} [MPa]	f _{tk} [MPa]	F [kN]	F ₂ [kN]	F/(f _{tdA_k)}
	Tapaus 1	280x280	2,50 %	30	500	4000	3151	0,41
	Tapaus 2	280x280	2,62 %	30	500	5500	4662	0,41
	Tapaus 3	480x480	2,56 %	30	500	7000	4618	0,41
	Tapaus 4	480x480	2,59 %	30	500	9000	6629	0,41

Suhteelliset muodonmuutokset EC

Sintetisec indikatori za poslovanje														
Peris (%)	K (%)	JH (%)	JH+K (%)	S (%)	S+K (%)	S+JH (%)	RH (%)	RH+K (%)	RH+JH (%)	RH+JH+K (%)	RH+S (%)	RH+S+K (%)	RH+S+JH (%)	RH+S+JH+K (%)
Tapaus 1														
-0,07525469	-0,057949312	-0,081353869	-0,064048491	-0,071832738	-0,057949312	-0,077931917	-0,064048491	-0,061830642	-0,057949312	-0,073699948	-0,064048491	-0,065692297	-0,057949312	-0,071791476
-0,225649205	-0,21629329	-0,218097379	-0,208741464	-0,205383042	-0,1978781216	-0,1917831216	-0,190325332	-0,180319632	-0,175101704	-0,172767806	-0,167549878	-0,169016903	-0,164830764	-0,161465077
-0,424282547	-0,419813189	-0,4198422175	-0,376112026	-0,376100607	-0,370261654	-0,369145698	-0,361484103	-0,341841035	-0,34106525	-0,330890696	-0,308240878	-0,287205439	-0,2865383054	-0,281345067
-0,515370546	-0,515285347	-0,50900426	-0,509009061	-0,451749439	-0,451681088	-0,445473153	-0,445404802	-0,427306842	-0,427302095	-0,366792156	-0,366744639	-0,337586042	-0,337574921	-0,331309756
-0,529602741	-0,529580136	-0,529602132	-0,529201069	-0,465772451	-0,465370636	-0,4657346073	-0,4454732924	-0,382752076	-0,382739459	-0,375873639	-0,375873639	-0,345510835	-0,345500713	-0,339132359
-0,541651503	-0,541650552	-0,535178929	-0,535177978	-0,47386254	-0,473861777	-0,467389966	-0,467389203	-0,390027103	-0,390026573	-0,383545429	-0,383553999	-0,35222023	-0,352219804	-0,345747656
Tapaus 2														
-0,067191679	-0,05873494	-0,072928063	-0,061609879	-0,06495363	-0,05873494	-0,070690014	-0,061609879	-0,062185807	-0,05873494	-0,067922192	-0,061609879	-0,060937615	-0,05873494	-0,066674
-0,182981839	-0,183081376	-0,183081376	-0,175849136	-0,175849136	-0,170071124	-0,1676846511	-0,162968499	-0,158121034	-0,154104285	-0,1510718409	-0,147001661	-0,150126275	-0,146903795	-0,13980111
-0,371415549	-0,371951274	-0,376930767	-0,366439491	-0,332550328	-0,332760874	-0,32768726	-0,325893545	-0,28207831	-0,281761662	-0,27656527	-0,27574988	-0,259303781	-0,258648609	-0,25379199
-0,472278877	-0,472278877	-0,466841876	-0,466373592	-0,415437959	-0,4095935002	-0,400499997	-0,400499997	-0,401505295	-0,401505295	-0,339108109	-0,339049015	-0,313203572	-0,313203572	-0,307348024
-0,489402485	-0,489402485	-0,483432385	-0,483430454	-0,429637834	-0,429637834	-0,429637834	-0,429637834	-0,355693883	-0,355674248	-0,349691351	-0,349675216	-0,3322342648	-0,3322329703	-0,316343617
-0,504181308	-0,504180062	-0,498093739	-0,498092493	-0,441914829	-0,441913829	-0,435827259	-0,43582626	-0,364909114	-0,364908419	-0,358821545	-0,35882085	-0,330182209	-0,330181651	-0,32409464
Tapaus 3														
-0,063349918	-0,0484547	-0,052759376	-0,064014548	-0,064014548	-0,0484547	-0,064709276	-0,052759376	-0,057671976	-0,0484547	-0,061066652	-0,052759376	-0,055119302	-0,0484547	-0,059423978
-0,179508334	-0,179508334	-0,182758818	-0,174178409	-0,170106927	-0,163223201	-0,164777809	-0,1577893276	-0,147868595	-0,143083179	-0,14233867	-0,137753254	-0,137839954	-0,134000727	-0,132509954
-0,370831375	-0,369402883	-0,366695243	-0,365266752	-0,323273181	-0,323273181	-0,32023705	-0,31901027	-0,266917768	-0,266121078	-0,262781636	-0,261984946	-0,24100737	-0,240368216	-0,236871238
-0,459347827	-0,459253542	-0,45918152	-0,458482564	-0,398028634	-0,397958069	-0,393529474	-0,392524744	-0,321142849	-0,321142849	-0,317764766	-0,317771374	-0,287995388	-0,287954461	-0,283524786
-0,473798977	-0,473763184	-0,465927199	-0,4649262413	-0,410007874	-0,409987989	-0,40550610	-0,405486218	-0,331129016	-0,331115192	-0,326627245	-0,326661312	-0,299555738	-0,2995454298	-0,291055617
-0,486100493	-0,486099443	-0,481532282	-0,481531232	-0,420217924	-0,420217924	-0,415649713	-0,415648871	-0,338740148	-0,338739562	-0,334717937	-0,334717152	-0,301996498	-0,301996028	-0,297428287
Tapaus 4														
-0,058669039	-0,048940403	-0,063083664	-0,051398629	-0,056753927	-0,048940403	-0,061168553	-0,051398629	-0,0543385486	-0,048940403	-0,058800111	-0,051398629	-0,053317401	-0,048940403	-0,0507732027
-0,162266382	-0,155779653	-0,156800321	-0,150313592	-0,140691725	-0,144487676	-0,144225664	-0,139021615	-0,134140493	-0,130522751	-0,128674432	-0,12505669	-0,127127427	-0,124225055	-0,118758994
-0,329007803	-0,328427424	-0,325666027	-0,321999817	-0,2911998817	-0,290812166	-0,287578001	-0,286570391	-0,240767192	-0,240767192	-0,240051144	-0,2239734947	-0,2239734947	-0,223314353	-0,219072577
-0,429038298	-0,428923097	-0,424545481	-0,42438028	-0,374232918	-0,374140497	-0,36969001	-0,36959768	-0,306390188	-0,30191672	-0,301847371	-0,2755837194	-0,2755837194	-0,271394332	-0,271294332
-0,4468302	-0,446803152	-0,44218266	-0,442186398	-0,388914219	-0,388888653	-0,384297465	-0,384271998	-0,317282858	-0,317265085	-0,312666104	-0,312648331	-0,2849796	-0,284965345	-0,280348587
-0,462416348	-0,46241496	-0,457731457	-0,457730691	-0,40754896	-0,407547896	-0,397077004	-0,397077004	-0,326735854	-0,326735854	-0,320250963	-0,320250963	-0,297904869	-0,297904869	-0,288219978
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
Kuvionkaksen alajalkojden arvot														
K														

Suhteelliset muodonmuutokset EC

	Perus [%]	R [%]	R+K [%]	R+JH [%]	R+JH+K [%]	RH+R [%]	RH+R+K [%]	RH+R+JH [%]	RH+R+JH+K [%]
Tapaus 1									
3 vko	-0,07525469	-0,081916828	-0,057949312	-0,088016007	-0,064048491	-0,071316338	-0,057949312	-0,077415517	-0,064048491
10 vko	-0,225649205	-0,265105039	-0,25214733	-0,2257553213	-0,244595304	-0,202324714	-0,195098014	-0,194772888	-0,187546188
1 v	-0,425672561	-0,5222144568	-0,520218048	-0,516284196	-0,514357676	-0,368644297	-0,367569849	-0,362783925	-0,361709477
5 v	-0,515370546	-0,639233351	-0,639115353	-0,632957065	-0,632839067	-0,442148498	-0,442082688	-0,435872211	-0,435806402
10 v	-0,529602759	-0,6597859955	-0,657828624	-0,651481519	-0,651450187	-0,457182947	-0,453765473	-0,44740451	-0,447387036
50 v	-0,541651503	-0,673628634	-0,673627318	-0,667156061	-0,667154744	-0,463632635	-0,46363319	-0,457160061	-0,457159327
Tapaus 2									
3 vko	-0,067191679	-0,071548896	-0,055873494	-0,077285281	-0,061609879	-0,06461589	-0,055873494	-0,070352275	-0,061609879
10 vko	-0,190184001	-0,218092295	-0,208117481	-0,210989671	-0,201014856	-0,173685888	-0,168122792	-0,166583264	-0,161020167
1 v	-0,373415549	-0,452917443	-0,450889458	-0,44740566	-0,445377676	-0,326417651	-0,325286615	-0,320905869	-0,319774833
5 v	-0,472384834	-0,583253694	-0,583106947	-0,577350737	-0,577203999	-0,406844214	-0,40676237	-0,400941256	-0,400859413
10 v	-0,489431416	-0,605842482	-0,605802413	-0,59984345	-0,599803382	-0,420614497	-0,42059215	-0,414615466	-0,414593119
50 v	-0,504181308	-0,625406814	-0,625405089	-0,619319245	-0,61931752	-0,43251831	-0,432517348	-0,426430742	-0,42642978
Tapaus 3									
3 vko	-0,063349918	-0,069084205	-0,0484547	-0,073388881	-0,052759376	-0,059960069	-0,0484547	-0,064264746	-0,052759376
10 vko	-0,188088743	-0,223097223	-0,211213572	-0,217767298	-0,205883647	-0,16793325	-0,160765642	-0,162063399	-0,155435717
1 v	-0,370831375	-0,461280008	-0,459301583	-0,457143877	-0,455165452	-0,31793263	-0,316258867	-0,313226131	-0,312122735
5 v	-0,459347827	-0,578729077	-0,578600957	-0,574299401	-0,574171281	-0,38877507	-0,388703615	-0,384345395	-0,38427394
10 v	-0,47778897	-0,597963255	-0,597928927	-0,593461484	-0,593427156	-0,400382789	-0,400363644	-0,395881018	-0,395861873
50 v	-0,486100493	-0,614366099	-0,614364645	-0,609797888	-0,609796434	-0,410275709	-0,410274898	-0,405707498	-0,405706687
Tapaus 4									
3 vko	-0,058669039	-0,062397535	-0,048984003	-0,06681216	-0,053398629	-0,056464922	-0,048984003	-0,060879547	-0,053398629
10 vko	-0,162266382	-0,18674776	-0,177763802	-0,181281699	-0,172297741	-0,147794107	-0,142783625	-0,142328046	-0,1373717565
1 v	-0,329907803	-0,40371019	-0,401659902	-0,399468415	-0,397418127	-0,286279194	-0,285135719	-0,282037418	-0,280893943
5 v	-0,429038298	-0,535737921	-0,535578371	-0,531195104	-0,531035554	-0,365962341	-0,365873358	-0,361419524	-0,361330541
10 v	-0,44683502	-0,559600003	-0,559555866	-0,554983248	-0,5546939112	-0,3801735	-0,380148884	-0,375556745	-0,37553213
50 v	-0,462416348	-0,580514888	-0,580512966	-0,575829997	-0,575828075	-0,392601871	-0,392600799	-0,38791698	-0,387915908

K=kuormituksen ajankohdan myöhästämisen viikolla, JH=läikköiden lopettamisajankohdan myöhästämisen viikolla, S=Hlaasti kovettuva sementti, R=Nopeasti kovettuva sementti, RH=ilmankosteuden muutos 50% -> 80%

Suhteelliset muodonmuutokset fb

	Perus [%]	K [%]	JH [%]	JH+K [%]	S [%]	S+K [%]	S+JH [%]	S+JH+K [%]	RH [%]	RH+K [%]	RH+JH [%]	RH+JH+K [%]	RH+S [%]	RH+S+K [%]	RH+S+JH [%]	RH+S+JH+K [%]
Tapaus 1																
3 vko	-0.111916071	-0.064959764	-0.117587457	-0.07063115	-0.108802846	-0.069821003	-0.11474232	-0.075492389	-0.083020916	-0.056832713	-0.087202163	-0.06101396	-0.083434683	-0.061693952	-0.087615929	-0.065875198
10 vko	-0.265378099	-0.257159335	-0.257415329	-0.249196565	-0.249715173	-0.24289218	-0.247152403	-0.234929409	-0.184238804	-0.179655082	-0.178368228	-0.173746074	-0.178414025	-0.174608744	-0.172543448	-0.168738168
1 v	-0.509039017	-0.506501178	-0.502187762	-0.499640993	-0.465368516	-0.463261671	-0.458517262	-0.456410417	-0.335319248	-0.33903859	-0.33026814	-0.328852751	-0.314446799	-0.313292973	-0.309416882	-0.308241865
5 v	-0.776957244	-0.776456241	-0.768941358	-0.768440355	-0.695202759	-0.694786841	-0.687186873	-0.686770955	-0.492718537	-0.492439121	-0.4868088	-0.486529384	-0.4507795087	-0.450473123	-0.444795351	-0.444563387
10 v	-0.866195154	-0.866005765	-0.857836926	-0.857647536	-0.770863873	-0.770706647	-0.762505645	-0.762348419	-0.544157481	-0.544051856	-0.537995352	-0.537889726	-0.494572735	-0.494485048	-0.488410606	-0.488322918
50 v	-0.973227605	-0.973215832	-0.96451661	-0.964504837	-0.861232423	-0.861222649	-0.852524238	-0.852511654	-0.605450704	-0.605444138	-0.599028497	-0.599021931	-0.546572283	-0.546566832	-0.540150075	-0.540144625
Tapaus 2																
3 vko	-0.097800293	-0.061030572	-0.102778297	-0.066008577	-0.096384619	-0.065859401	-0.101362624	-0.070837406	-0.074701411	-0.054194412	-0.078429618	-0.05792262	-0.076047591	-0.059023242	-0.079775799	-0.062751449
10 vko	-0.276849577	-0.220309517	-0.219790862	-0.213250802	-0.215877215	-0.21047836	-0.2088185	-0.203389121	-0.161669162	-0.158021677	-0.156382635	-0.15273515	-0.158440972	-0.155412929	-0.153154445	-0.150126403
1 v	-0.434675599	-0.432484702	-0.428523543	-0.426332647	-0.400819152	-0.399000329	-0.394667096	-0.392848274	-0.292392663	-0.291170768	-0.287785166	-0.286563272	-0.27699148	-0.275977097	-0.272383983	-0.2713696
5 v	-0.691751509	-0.691209923	-0.684436292	-0.683894706	-0.621483095	-0.621033486	-0.614167878	-0.613718269	-0.444037345	-0.443735295	-0.43858715	-0.438256665	-0.408405959	-0.408155205	-0.402927329	-0.402676575
10 v	-0.793138144	-0.792906756	-0.78546672	-0.785235332	-0.707288242	-0.707096149	-0.699616818	-0.699424725	-0.502426005	-0.502296956	-0.496680598	-0.496551549	-0.458105272	-0.457998139	-0.452359866	-0.452525273
50 v	-0.934287039	-0.934269597	-0.92623876	-0.926221319	-0.826081322	-0.826066843	-0.818033043	-0.818018564	-0.582965383	-0.582955656	-0.576937736	-0.576928009	-0.526168439	-0.52615514	-0.520148867	-0.520140792
Tapaus 3																
3 vko	-0.098222524	-0.055245638	-0.102128509	-0.059151623	-0.095769566	-0.060091329	-0.099675551	-0.063997314	-0.073700946	-0.049733123	-0.076597088	-0.052628265	-0.074476076	-0.054577814	-0.077372218	-0.057473956
10 vko	-0.227025086	-0.219452691	-0.221520924	-0.21394853	-0.213182285	-0.20689589	-0.207678124	-0.201391729	-0.15812733	-0.153904097	-0.1500462	-0.149822967	-0.153308351	-0.149802339	-0.149272721	-0.146721209
1 v	-0.440857863	-0.438441049	-0.436100035	-0.433683221	-0.400910218	-0.398903845	-0.39615239	-0.394146017	-0.289405541	-0.288057649	-0.285877789	-0.284529897	-0.270619366	-0.269500383	-0.267091614	-0.265972631
5 v	-0.694822502	-0.69430267	-0.689224463	-0.688704632	-0.61715973	-0.61672818	-0.611561691	-0.611130141	-0.437031728	-0.436741811	-0.432880991	-0.432591074	-0.397288828	-0.397048146	-0.393138091	-0.39289741
10 v	-0.786350351	-0.786145132	-0.780501845	-0.780296626	-0.694297952	-0.694127586	-0.688449446	-0.68827908	-0.489328152	-0.489213698	-0.484991703	-0.48487725	-0.441560626	-0.441465611	-0.437224178	-0.437129162
50 v	-0.902603167	-0.902589571	-0.896494258	-0.896480662	-0.7919124536	-0.791913248	-0.785815627	-0.78580434	-0.555372249	-0.555364666	-0.550842721	-0.550835138	-0.497216627	-0.497210332	-0.49268871	-0.492680805
Tapaus 4																
3 vko	-0.087928878	-0.054277335	-0.091658172	-0.058006629	-0.087050753	-0.059114161	-0.090780046	-0.062843455	-0.068008359	-0.049240413	-0.070817743	-0.052049796	-0.069657875	-0.054077239	-0.072467259	-0.056886622
10 vko	-0.198874793	-0.192863065	-0.193568135	-0.187556408	-0.189375273	-0.184384502	-0.184068616	-0.179077844	-0.142640022	-0.139287394	-0.138642564	-0.135289737	-0.140238243	-0.137454819	-0.136240587	-0.133457162
1 v	-0.383073346	-0.381014247	-0.378427962	-0.376366863	-0.352420356	-0.350709287	-0.347777972	-0.346061904	-0.257803833	-0.256564328	-0.253153321	-0.253153321	-0.244193912	-0.243239625	-0.240692906	-0.239738619
5 v	-0.625284668	-0.624736486	-0.619722512	-0.619174331	-0.559230826	-0.55877574	-0.553668671	-0.553213585	-0.399593737	-0.399288009	-0.395403807	-0.395097879	-0.366318771	-0.366064963	-0.362128641	-0.361874833
10 v	-0.727979468	-0.727734111	-0.722132351	-0.721886994	-0.645793526	-0.645589938	-0.639946409	-0.639742721	-0.458375906	-0.458239067	-0.453971106	-0.453834267	-0.416104511	-0.415990911	-0.411699711	-0.411586111
50 v	-0.881089534	-0.881069399	-0.87493751	-0.874917375	-0.774207651	-0.774190935	-0.768055627	-0.768038911	-0.54527229	-0.545261061	-0.540637795	-0.540626566	-0.489227631	-0.489227631	-0.484593141	-0.484583818

K=kuormituksen ajankohdan muodonmuutokset, JH=lätkhöiden lopettamisajankohdan muodonmuutokset, JH+S=Hilaasti kovettuva seementti, RH=ilmankosteuden muutos 50% -> 80%

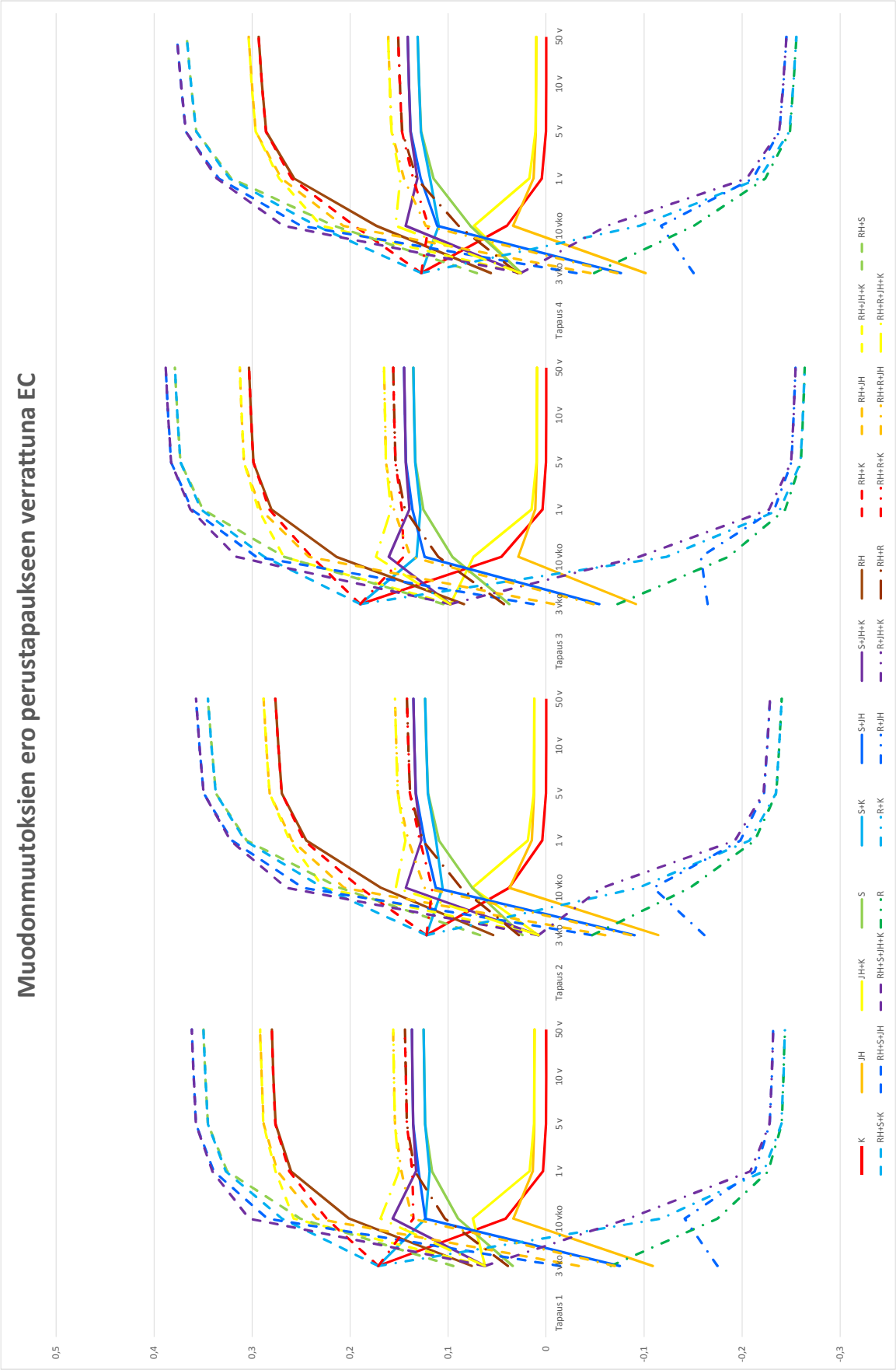
Suhteelliset muodonmuutokset EC

[illegible]

Muodonmuutoksien viheprosentti perustapakseen EC

R	R+K	R+JH	R+JH+K	RH+R	RH+R+K	RH+R+JH	RH+R+JH+K
Tapaus 1							
3 vko	-6,60 %	17,13 %	-17,50 %	6,23 %	3,90 %	17,13 %	-7,00 %
10 vko	-17,49 %	-11,74 %	-14,14 %	-8,40 %	-13,34 %	13,68 %	16,89 %
1 v	-22,66 %	-22,21 %	-21,29 %	-20,83 %	13,40 %	13,65 %	14,77 %
5 v	-24,03 %	-24,01 %	-22,82 %	-22,79 %	14,21 %	14,22 %	15,43 %
10 v	-24,22 %	-24,21 %	-23,01 %	-23,01 %	14,32 %	14,32 %	15,52 %
50 v	-24,37 %	-24,37 %	-23,17 %	-23,17 %	14,40 %	14,40 %	15,60 %
Tapaus 2							
3 vko	-4,70 %	12,21 %	-16,14 %	0,77 %	2,78 %	12,21 %	-8,66 %
10 vko	-14,67 %	-9,43 %	-10,94 %	-5,69 %	8,67 %	11,60 %	12,41 %
1 v	-21,29 %	-20,75 %	-19,81 %	-19,27 %	12,59 %	12,89 %	14,06 %
5 v	-23,47 %	-23,44 %	-22,22 %	-22,19 %	13,87 %	13,89 %	15,12 %
10 v	-23,78 %	-23,78 %	-22,56 %	-22,55 %	14,06 %	14,07 %	15,29 %
50 v	-24,04 %	-24,04 %	-22,84 %	-22,84 %	14,21 %	14,21 %	15,42 %
Tapaus 3							
3 vko	-7,30 %	18,95 %	-16,47 %	9,78 %	4,31 %	18,95 %	-4,86 %
10 vko	-18,61 %	-12,29 %	-15,78 %	-9,46 %	11,00 %	14,53 %	13,84 %
1 v	-24,39 %	-23,86 %	-23,28 %	-22,74 %	14,42 %	14,72 %	15,53 %
5 v	-25,99 %	-25,96 %	-25,02 %	-25,00 %	15,36 %	15,38 %	16,33 %
10 v	-26,21 %	-26,20 %	-25,26 %	-25,25 %	15,49 %	15,50 %	16,44 %
50 v	-26,39 %	-26,39 %	-25,45 %	-25,45 %	15,60 %	15,60 %	16,54 %
Tapaus 4							
3 vko	-4,91 %	12,75 %	-15,06 %	2,59 %	2,90 %	12,75 %	-7,25 %
10 vko	-15,09 %	-9,55 %	-11,72 %	-6,18 %	8,92 %	12,01 %	12,29 %
1 v	-22,37 %	-21,75 %	-21,08 %	-20,46 %	13,22 %	13,57 %	14,51 %
5 v	-24,87 %	-24,83 %	-23,81 %	-23,77 %	14,70 %	14,72 %	15,76 %
10 v	-25,24 %	-25,23 %	-24,20 %	-24,19 %	14,92 %	14,92 %	15,95 %
50 v	-25,54 %	-25,54 %	-24,53 %	-24,53 %	15,10 %	15,10 %	16,11 %
KA 50 v	-25,08 %	-25,08 %	-24,00 %	-23,99 %	14,83 %	14,83 %	15,92 %

K=kuormituksen ajankohdan myöhäistämisen viikolla, JH=jälkikoiden lopettamisajankohdan myöhäistämisen viikolla, S=Hilaaasti kovettuva sementti, RH=Innankosteuden muutos 50% -> 80%



Muodonmuutoksien viheprosentti perustapaukseen fib

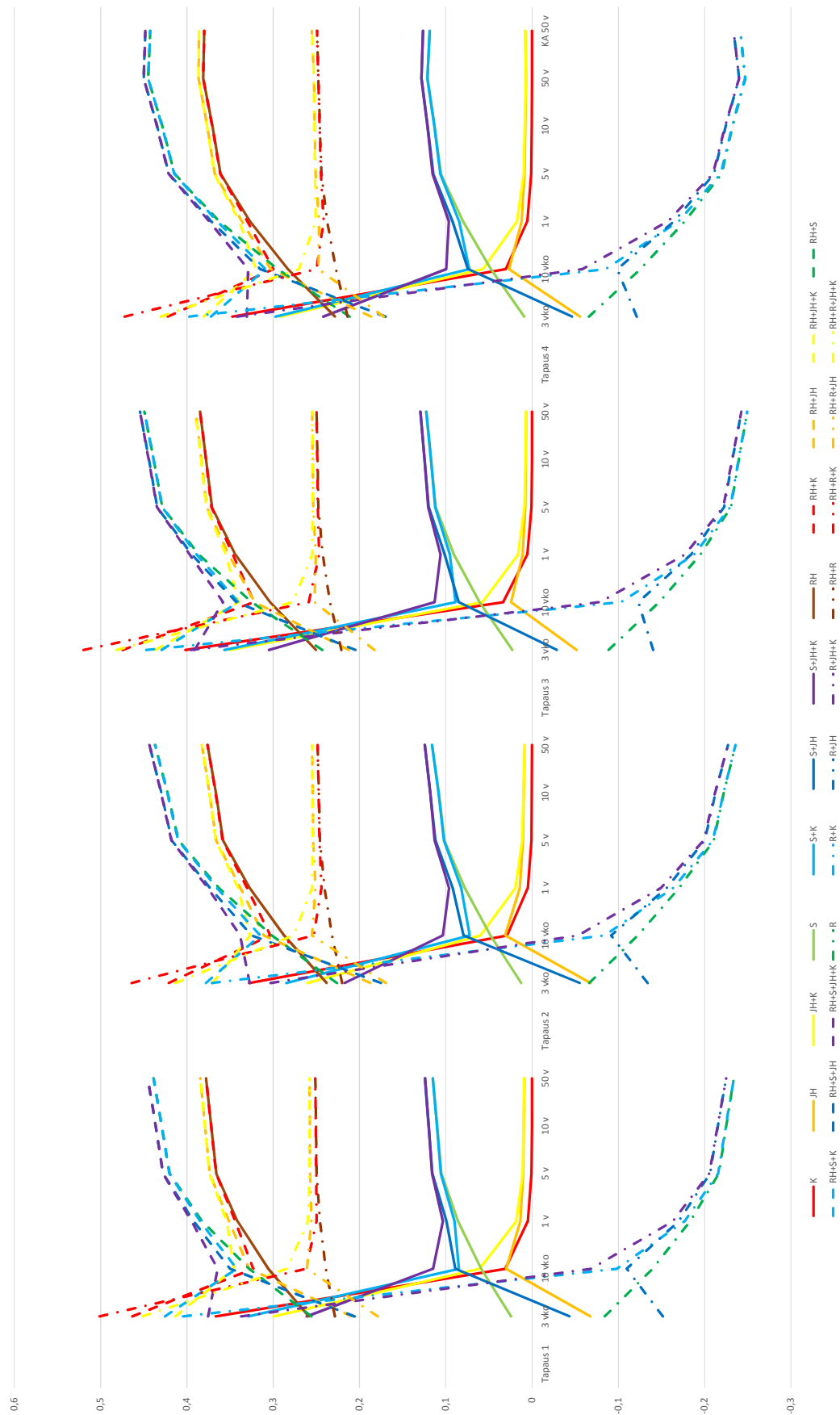
K	JH	JH+K	S	S+K	S+JH	S+JH+K	RH	RH+K	RH+JH	RH+JH+K	RH+S	RH+S+K	RH+S+JH	RH+S+JH+K
Tapaus 1														
3 vko	36,65 %	-6,74 %	29,91 %	2,43 %	-4,31 %	26,11 %	25,88 %	46,32 %	20,90 %	41,35 %	25,55 %	42,52 %	20,58 %	37,55 %
10 vko	3,10 %	3,00 %	6,10 %	5,90 %	8,90 %	11,47 %	30,57 %	32,30 %	32,79 %	34,51 %	32,77 %	34,20 %	34,98 %	36,42 %
1 v	0,50 %	1,35 %	1,84 %	8,58 %	9,92 %	10,34 %	34,13 %	34,41 %	35,12 %	35,40 %	38,22 %	38,45 %	39,22 %	39,45 %
5 v	0,06 %	1,03 %	1,10 %	10,52 %	11,55 %	11,61 %	36,58 %	36,62 %	37,34 %	37,38 %	41,99 %	42,02 %	42,75 %	42,78 %
10 v	0,02 %	0,96 %	0,99 %	11,01 %	11,02 %	11,99 %	37,18 %	37,19 %	37,89 %	37,90 %	42,90 %	42,91 %	43,61 %	43,62 %
50 v	0,00 %	0,90 %	0,90 %	11,51 %	11,51 %	12,40 %	37,79 %	37,79 %	38,45 %	38,45 %	43,84 %	43,84 %	44,50 %	44,50 %
Tapaus 2														
3 vko	32,78 %	-6,78 %	26,00 %	1,26 %	-5,52 %	21,70 %	23,81 %	42,09 %	18,73 %	37,02 %	22,61 %	37,79 %	17,53 %	32,71 %
10 vko	2,88 %	3,11 %	5,99 %	4,84 %	7,23 %	10,34 %	28,73 %	30,34 %	31,06 %	32,67 %	30,16 %	31,49 %	32,49 %	33,82 %
1 v	0,50 %	1,42 %	1,92 %	7,79 %	8,21 %	9,62 %	32,73 %	33,01 %	33,79 %	34,07 %	36,28 %	36,51 %	37,34 %	37,57 %
5 v	0,08 %	1,06 %	1,14 %	10,16 %	10,22 %	11,28 %	35,81 %	35,85 %	36,60 %	36,65 %	40,96 %	41,00 %	41,75 %	41,79 %
10 v	0,03 %	0,97 %	1,00 %	10,82 %	10,85 %	11,79 %	36,65 %	36,67 %	37,38 %	37,39 %	42,24 %	42,25 %	42,97 %	42,98 %
50 v	1,87E-05	0,86 %	0,86 %	11,58 %	11,58 %	12,44 %	37,60 %	37,60 %	38,25 %	38,25 %	43,68 %	43,68 %	44,33 %	44,33 %
Tapaus 3														
3 vko	40,17 %	-5,15 %	35,02 %	2,29 %	-2,86 %	30,49 %	25,04 %	47,44 %	21,22 %	43,62 %	24,31 %	42,91 %	20,49 %	39,09 %
10 vko	3,34 %	2,42 %	5,76 %	6,10 %	8,52 %	11,29 %	30,35 %	32,21 %	32,15 %	34,01 %	32,47 %	34,02 %	34,27 %	35,81 %
1 v	0,55 %	1,08 %	1,63 %	9,06 %	10,14 %	10,60 %	34,35 %	34,66 %	35,15 %	35,46 %	38,62 %	38,87 %	39,42 %	39,67 %
5 v	0,07 %	0,81 %	0,88 %	11,18 %	11,24 %	12,05 %	37,10 %	37,14 %	37,70 %	37,74 %	42,82 %	42,86 %	43,42 %	43,45 %
10 v	0,03 %	0,74 %	0,77 %	11,71 %	11,73 %	12,45 %	37,77 %	37,79 %	38,32 %	38,34 %	43,85 %	43,86 %	44,40 %	44,41 %
50 v	1,51E-05	0,68 %	0,68 %	12,26 %	12,26 %	12,94 %	38,47 %	38,47 %	38,97 %	38,97 %	44,91 %	44,91 %	45,41 %	45,42 %
Tapaus 4														
3 vko	34,72 %	-5,54 %	29,18 %	0,91 %	-4,63 %	24,19 %	22,84 %	42,21 %	18,67 %	38,03 %	21,14 %	37,22 %	16,97 %	33,04 %
10 vko	3,02 %	2,67 %	5,69 %	4,78 %	7,44 %	9,95 %	28,28 %	29,96 %	30,29 %	31,97 %	29,48 %	30,88 %	31,49 %	32,89 %
1 v	0,54 %	1,21 %	1,75 %	8,00 %	9,22 %	9,66 %	32,70 %	33,00 %	33,62 %	33,92 %	36,25 %	36,50 %	37,17 %	37,42 %
5 v	0,09 %	0,89 %	0,98 %	10,56 %	10,64 %	11,45 %	36,09 %	36,14 %	36,76 %	36,81 %	41,42 %	41,46 %	42,09 %	42,13 %
10 v	0,03 %	0,80 %	0,84 %	11,29 %	11,32 %	12,09 %	37,03 %	37,05 %	37,64 %	37,66 %	42,84 %	42,86 %	43,45 %	43,46 %
50 v	2,29E-05	0,70 %	0,70 %	12,13 %	12,13 %	12,83 %	38,11 %	38,12 %	38,64 %	38,64 %	44,47 %	44,48 %	45,00 %	45,00 %
KA 50 v	0,00 %	0,78 %	0,78 %	11,87 %	11,87 %	12,65 %	37,99 %	38,00 %	38,58 %	38,58 %	44,23 %	44,23 %	44,81 %	44,81 %

K=kuormituksen ajankohdan myöhäistämisen viikolla, JH=Jalkihoidon lopettamisajankohdan myöhäistämisen viikolla, S=Hitaasti kovettuva sementti, f=Nopeasti kovettuva sementti, RH=Ilmankosteuden muutos 50% -> 80%

Muodonmuutoksien virheprosentti perustapaukseen fib							
R	R+K	R+JH	R+JH+K	RH+R	RH+R+K	RH+R+JH	RH+R+JH+K
Tapaus 1							
3 vko	-8,42 %	40,45 %	-15,17 %	33,70 %	22,86 %	50,11 %	17,88 %
10 vko	-13,97 %	-9,84 %	-10,97 %	-6,84 %	23,88 %	26,18 %	26,09 %
1 v	-18,34 %	-17,67 %	-16,99 %	-16,33 %	24,59 %	24,96 %	25,58 %
5 v	-21,66 %	-21,57 %	-20,63 %	-20,54 %	24,97 %	25,01 %	25,73 %
10 v	-22,50 %	-22,47 %	-21,54 %	-21,51 %	25,04 %	25,06 %	25,75 %
50 v	-23,39 %	-23,39 %	-22,49 %	-22,49 %	25,11 %	25,11 %	25,77 %
Tapaus 2							
3 vko	-6,62 %	37,09 %	-13,40 %	30,31 %	22,02 %	46,40 %	16,94 %
10 vko	-12,27 %	-8,42 %	-9,16 %	-5,31 %	23,17 %	25,31 %	25,50 %
1 v	-17,03 %	-16,36 %	-15,62 %	-14,94 %	24,04 %	24,41 %	25,10 %
5 v	-21,06 %	-20,95 %	-20,00 %	-19,90 %	24,58 %	24,64 %	25,37 %
10 v	-22,22 %	-22,22 %	-21,25 %	-21,22 %	24,71 %	24,73 %	25,43 %
50 v	-23,56 %	-23,56 %	-22,70 %	-22,70 %	24,84 %	24,84 %	25,49 %
Tapaus 3							
3 vko	-8,86 %	44,70 %	-14,01 %	39,54 %	22,10 %	51,97 %	18,28 %
10 vko	-14,75 %	-10,30 %	-12,33 %	-7,88 %	23,40 %	25,88 %	25,20 %
1 v	-19,51 %	-18,78 %	-18,43 %	-17,70 %	24,27 %	24,67 %	25,07 %
5 v	-23,06 %	-22,96 %	-22,25 %	-22,15 %	24,76 %	24,81 %	25,35 %
10 v	-23,97 %	-23,93 %	-23,22 %	-23,19 %	24,86 %	24,88 %	25,41 %
50 v	-24,93 %	-24,93 %	-24,25 %	-24,25 %	24,96 %	24,96 %	25,47 %
Tapaus 4							
3 vko	-6,58 %	39,71 %	-12,12 %	34,17 %	21,38 %	47,20 %	17,20 %
10 vko	-12,55 %	-8,51 %	-9,88 %	-5,85 %	22,74 %	24,98 %	24,75 %
1 v	-17,69 %	-16,97 %	-16,48 %	-15,76 %	23,75 %	24,15 %	24,66 %
5 v	-21,98 %	-21,86 %	-21,09 %	-20,97 %	24,41 %	24,47 %	25,08 %
10 v	-23,22 %	-23,18 %	-22,42 %	-22,38 %	24,57 %	24,60 %	25,18 %
50 v	-24,69 %	-24,69 %	-23,95 %	-23,99 %	24,75 %	24,75 %	25,27 %
KA 50 v	-24,14 %	-24,14 %	-23,36 %	-23,36 %	24,92 %	24,92 %	25,50 %

K=Kuurmittuksen alkukohdan myöhiästäminen viikolla, JH=Jalkihoidon lopettamisajankohdan myöhiästäminen viikolla, S=Hitaasti kovettuva sementti, RH=Ilmankosteuden muutos 50% -> 80%

Muodonmuutoksien ero perustapakukseen verrattuna fib



Fib laskentamallin viiheprosentti EC:n verrattuna

	R [%]	R-K [%]	R-JH [%]	R+JH-K [%]	RH+R [%]	RH+R-K [%]	RH+R+JH [%]	RH+R+JH+K [%]
Tapaus 1								
3 vko	-49,79 %	-3,71 %	-45,86 %	-2,69 %	-21,84 %	10,32 %	-17,64 %	12,33 %
10 vko	-14,09 %	-15,61 %	-14,34 %	-15,92 %	0,16 %	-0,41 %	-0,70 %	-1,32 %
1 v	-15,37 %	-15,14 %	-15,35 %	-15,12 %	-4,13 %	-3,92 %	-4,42 %	-4,21 %
5 v	-47,87 %	-47,79 %	-48,07 %	-47,99 %	-31,79 %	-32,39 %	-32,39 %	-32,33 %
10 v	-61,30 %	-61,27 %	-61,59 %	-61,56 %	-43,08 %	-43,06 %	-43,74 %	-43,72 %
50 v	-78,27 %	-78,26 %	-78,69 %	-78,69 %	-57,20 %	-57,20 %	-58,02 %	-58,02 %
Tapaus 2								
3 vko	-47,07 %	-0,59 %	-42,60 %	0,70 %	-18,71 %	11,65 %	-14,33 %	13,82 %
10 vko	-16,78 %	-18,18 %	-17,36 %	-18,85 %	-0,35 %	-0,78 %	-1,46 %	-1,94 %
1 v	-12,32 %	-12,17 %	-12,33 %	-12,18 %	-1,16 %	-1,01 %	-1,46 %	-1,31 %
5 v	-43,58 %	-43,49 %	-43,78 %	-43,69 %	-28,24 %	-28,16 %	-28,76 %	-28,68 %
10 v	-60,01 %	-59,97 %	-60,33 %	-60,29 %	-41,97 %	-41,94 %	-42,64 %	-42,61 %
50 v	-84,59 %	-84,58 %	-85,10 %	-85,10 %	-62,35 %	-62,34 %	-63,25 %	-63,25 %
Tapaus 3								
3 vko	-55,90 %	-4,01 %	-52,08 %	-2,93 %	-28,16 %	7,36 %	-24,08 %	9,43 %
10 vko	-16,77 %	-18,56 %	-17,10 %	-18,96 %	-3,89 %	-4,67 %	-4,79 %	-5,63 %
1 v	-14,22 %	-14,01 %	-14,21 %	-14,00 %	-5,21 %	-5,00 %	-5,47 %	-5,27 %
5 v	-47,74 %	-47,66 %	-47,91 %	-47,82 %	-34,48 %	-34,40 %	-34,95 %	-34,87 %
10 v	-63,02 %	-62,98 %	-63,27 %	-63,24 %	-47,57 %	-47,54 %	-48,16 %	-48,13 %
50 v	-83,54 %	-83,54 %	-83,91 %	-83,91 %	-65,08 %	-65,08 %	-65,82 %	-65,82 %
Tapaus 4								
3 vko	-51,14 %	-0,93 %	-46,74 %	0,43 %	-22,96 %	9,35 %	-18,66 %	11,58 %
10 vko	-19,85 %	-21,40 %	-20,54 %	-22,17 %	-3,97 %	-4,49 %	-5,15 %	-5,73 %
1 v	-11,67 %	-11,56 %	-11,70 %	-11,58 %	-2,04 %	-1,91 %	-2,33 %	-2,20 %
5 v	-42,36 %	-42,27 %	-42,53 %	-42,44 %	-29,16 %	-29,08 %	-29,62 %	-29,54 %
10 v	-60,30 %	-60,26 %	-60,58 %	-60,54 %	-44,40 %	-44,40 %	-45,04 %	-45,00 %
50 v	-89,25 %	-89,25 %	-89,72 %	-89,72 %	-68,88 %	-68,88 %	-69,73 %	-69,72 %

K=kuormituksen ajankohdan myöhästämisen viikolla, JH=alkukohdan lopettamisajankohdan myöhästämisen viikolla, S=Hiljaasti kovettuva sementti, RH=Inkankosteuksen muutos 50% -> 80%

Manttelin kutistumien vertailu Eurokoodi/fib Model Code 2010

Alaindekseissä 1 tarkoittaa pilariosuutta ja 2 mantteliosuutta
Kuormitus

$$N := 4000 \text{ kN}$$

Geometria

$$L := 3 \text{ m}$$

Pilarin korkeus

$$h := 280 \text{ mm}$$

Pilarin korkeus

$$b := 280 \text{ mm}$$

Pilarin leveys

$$H := 580 \text{ mm}$$

Manttelin korkeus

$$B := 580 \text{ mm}$$

Manttelin leveys

$$\phi_1 := 16 \text{ mm}$$

Pilarin pääteräkset

$$n_{1x} := 2$$

Terästen lukumäärä leveyssuunnassa (yp=ap)

$$n_{1y} := 2$$

Terästen lukumäärä pystysuunnassa

$$\phi_2 := 20 \text{ mm}$$

Manttelin pääteräkset

$$n_{2x} := 6$$

Terästen lukumäärä leveyssuunnassa (yp=ap)

$$n_{2y} := 6$$

Terästen lukumäärä pystysuunnassa

$$\phi_v := 12 \text{ mm}$$

Leikkausliittimien halkaisija

$$n_{vx} := 2$$

Liittimiä per sivu leveyssuunnassa

$$n_{vy} := 2$$

Liittimiä per sivu korkeussuunnassa

$$k := 300 \text{ mm}$$

Leikkausliittimien jako

$$m_h := (H - h) \cdot 0.5 = 150 \text{ mm}$$

Mantteliosuuden paksuus korkeussuunnassa

$$m_b := (B - b) \cdot 0.5 = 150 \text{ mm}$$

Mantteliosuuden paksuus leveyssuunnassa

$$A_{c1} := h \cdot b = 78400 \text{ mm}^2$$

Poikkileikkausala

$$A_{c2} := H \cdot B - A_{c1} = 258000 \text{ mm}^2$$

$$u_1 := h \cdot 2 + b \cdot 2 = 1120 \text{ mm}$$

Piiri

$$u_2 := H \cdot 2 + B \cdot 2 = 2320 \text{ mm}$$

$$h_{01} := 2 \cdot \frac{A_{c1}}{u_1} = 140 \text{ mm}$$

Tehollinen kuivumiskorkeus

$$h_{02} := 2 \cdot \frac{A_{c2}}{u_2} = 222.41379 \text{ mm}$$

$$n_1 := n_{1x} \cdot 2 + 2 \cdot (n_{1y} - 2) = 4$$

Pilarin teräksien lukumäärä

$$n_2 := n_{2x} \cdot 2 + 2 \cdot (n_{2y} - 2) = 20$$

Manttelin teräksien lukumäärä

$$n_v := 2 \cdot n_{vx} + 2 \cdot n_{vy} = 8$$

Leikkausliittimien määrä poikkileikkauksessa

$$A_{s1} := (\phi_1 \cdot 0.5)^2 \cdot \pi \cdot n_1 = 804.24772 \text{ mm}^2$$

Pilarin teräspinta-ala

$$A_{s2} := (\phi_2 \cdot 0.5)^2 \cdot \pi \cdot n_2 = 6283.18531 \text{ mm}^2$$

Manttelin teräspinta-ala

$$A_{sv} := (\phi_v \cdot 0.5)^2 \cdot \pi$$

Pilarin ja manttelin välisten leikkausliittimien poikkipinta-ala

$$\rho_2 := \frac{A_{s2}}{A_{c2} - A_{s2}} = 0.02496$$

Manttelin raudoitussuhde

-

Materiaalit

$Sem := "S"$

Sementtityyppi:

"S"=Hitaasti kovettuva

"N"=Normaalisementti

"R"=Rapidsementti

$$f_{ck1} := 25 \text{ MPa}$$

Betonin puristuslujuus

$$f_{ck2} := 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cm1} := f_{ck1} + 8 \text{ MPa} = 33 \text{ MPa}$$

Keskimääräinen puristuslujuus

$$f_{cm2} := f_{ck2} + 8 \text{ MPa} = 38 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm1} := 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck1}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} = 2.56496 \text{ MPa}$$

Keskimääräinen vetolujuus

$$f_{ctm2} := 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck2}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} = 2.89647 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk1.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm1} = 1.79547 \text{ MPa}$$

Vetolujuuden 5% fraktiili

$$f_{ctk2.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm2} = 2.02753 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd1} := \frac{1.0 \cdot f_{ctk1.0.05}}{1.5} = 1.19698 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd2} := \frac{1.0 \cdot f_{ctk2.0.05}}{1.5} = 1.19698 \text{ MPa}$$

$$E_{cm1} := 22 \cdot \left(\frac{f_{cm1}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} \text{ GPa} = 31.47581 \text{ GPa}$$

Kimmokerroin

$$E_{cm2} := 22 \cdot \left(\frac{f_{cm2}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} \text{ GPa} = 32.83657 \text{ GPa}$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Teräksen myötölujuus

$$E_s := 210000 \text{ MPa}$$

Teräksen kimmokerroin

$$f_{pk} := 500 \text{ MPa}$$

Rajapinnan tartuntojen lujuus

Ympäristöolosuhteet

$$RH := 50$$

Ympäröivän ilman suhteellinen kosteus

$$t_{s1} := 7 \cdot 2 = 14 \quad 2 \text{ vko}$$

Kuivumisen aloitusajankohta vuorokausina

$$t_{s2} := 7 \cdot 3 = 21 \quad 3 \text{ vko}$$

$$t_{01} := 7 \cdot 4 = 28 \quad 4 \text{ vko}$$

Kuormitusajankohdan
aloituspiste

$$t_{02} := 7 \cdot 5 = 35 \quad 5 \text{ vko}$$

$$t_{l1} := 365 \cdot 50 = 18250$$

Tarkasteluajankohta

Kutistuma (fib)

$$\alpha_{as.fib}(Sem) := \begin{cases} \text{if } Sem = \text{"S"} \\ \quad \alpha_{as} \leftarrow 800 \\ \text{else if } Sem = \text{"N"} \\ \quad \alpha_{as} \leftarrow 700 \\ \text{else if } Sem = \text{"R"} \\ \quad \alpha_{as} \leftarrow 600 \end{cases}$$

Sementtilaadun huomioiva kerroin

$$\alpha_{ds1.fib}(Sem) := \begin{cases} \text{if } Sem = \text{"S"} \\ \quad \alpha_{ds1} \leftarrow 3 \\ \text{else if } Sem = \text{"N"} \\ \quad \alpha_{ds1} \leftarrow 4 \\ \text{else if } Sem = \text{"R"} \\ \quad \alpha_{ds1} \leftarrow 6 \end{cases}$$

Sementtilaadun huomioiva kerroin

$$\alpha_{ds2.fib}(Sem) := \begin{cases} \text{if } Sem = \text{"S"} \\ \quad \alpha_{ds2} \leftarrow 0.013 \\ \text{else if } Sem = \text{"N"} \\ \quad \alpha_{ds2} \leftarrow 0.012 \\ \text{else if } Sem = \text{"R"} \\ \quad \alpha_{ds2} \leftarrow 0.012 \end{cases}$$

Sementtilaadun huomioiva kerroin

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{-0.2 \cdot \sqrt{t}}$$

Sisäisen kutistuman aikafunktio

$$\varepsilon_{ca.0.fib}(f_{cm}, Sem) := -\alpha_{as.fib}(Sem) \cdot \left(\frac{\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}}}{6 + \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}}} \right)^{2.5} \cdot 10^{-6}$$

Betonin sisäisen kutistuman perusarvo

$$\varepsilon_{ca.fib}(t, f_{cm}, Sem) := \varepsilon_{ca.0.fib}(f_{cm}, Sem) \cdot \beta_{as}(t)$$

Betonin sisäinen kutistuma

Kuivumiskutistuman perusarvo

$$\varepsilon_{cd.0.fib}(f_{cm}, Sem) := \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1.fib}(Sem)) \cdot e^{-\alpha_{ds2.fib}(Sem) \cdot \frac{f_{cm}}{\text{MPa}}} \right) \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{s1}(f_{cm}) := \min \left(\left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.1}, 1 \right)$$

$$\beta_{RH}(f_{cm}, RH) := \begin{cases} \text{if } RH < 99 \cdot \beta_{s1}(f_{cm}) \\ \beta_{RH} \leftarrow -1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right) \\ \text{else} \\ \beta_{RH} \leftarrow 0.25 \end{cases}$$

Suhteellisen kosteuden aikafunktio

$$\beta_{ds}(t, h_0, t_s) := \sqrt{\frac{t - t_s}{0.035 \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^2 + t - t_s}}$$

Kuivumiskutistuman aikafunktio

Kuivumiskutistuma

$$\varepsilon_{cd.fib}(t, f_{cm}, h_0, t_s, RH, Sem) := \varepsilon_{cd.0.fib}(f_{cm}, Sem) \cdot \beta_{RH}(f_{cm}, RH) \cdot \beta_{ds}(t, h_0, t_s)$$

Kokonaiskutistuma

$$\varepsilon_{c.fib}(t, f_{cm}, h_0, t_s, RH, Sem) := \varepsilon_{ca.fib}(t, f_{cm}, Sem) + \varepsilon_{cd.fib}(t, f_{cm}, h_0, t_s, RH, Sem)$$

Raudoituksen vaikutus kutistumaan

Teräksien kutistumista estävä vaikutus

$$\varepsilon_{c2.fib}(t, t_s, RH, Sem) := \frac{\varepsilon_{c.fib}(t, f_{cm2}, h_{02}, t_s, RH, Sem) \cdot E_{cm2} \cdot A_{c2}}{E_{cm2} \cdot A_{c2} \cdot \left(\frac{A_{s2} \cdot E_s}{E_{cm2} \cdot A_{c2}} + 1 \right)}$$

Viruma (fib)

$$\alpha_{1.fib}(f_{cm}) := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_{2.fib}(f_{cm}) := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2}$$

$$\varphi_{RH.fib}(f_{cm}, h_0, RH) := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_{1.fib}(f_{cm}) \right) \cdot \alpha_{2.fib}(f_{cm})$$

Suhteellisen kosteuden huomioiva viruma-arvo

$$\beta_1(f_{cm}) := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}}$$

$$\beta_2(t_0) := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}}$$

$$\alpha_{3.fib}(f_{cm}) := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5}$$

Suhteellisen kosteuden huomioiva aikafunktion kerroin

$$\beta_{H.fib}(f_{cm}, h_0) := \min \left(1.5 \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} \cdot \left(1 + \left(1.2 \cdot \frac{RH}{100} \right)^{18} \right) + 250 \cdot \alpha_{3.fib}(f_{cm}), 1500 \cdot \alpha_{3.fib}(f_{cm}) \right)$$

$$\beta_{c.fib}(f_{cm}, t, h_0, t_0) := \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_{H.fib}(f_{cm}, h_0) + t - t_0} \right)^{0.3}$$

Viruman aikafunktio

$$\varphi_{0.fib}(f_{cm}, h_0, t_0, RH) := \varphi_{RH.fib}(f_{cm}, h_0, RH) \cdot \beta_1(f_{cm}) \cdot \beta_2(t_0)$$

Virumaluvun perusarvo

$$\varphi_{fib}(f_{cm}, t, h_0, t_0, RH) := \varphi_{0.fib}(f_{cm}, h_0, t_0, RH) \cdot \beta_{c.fib}(f_{cm}, t, h_0, t_0)$$

Virumaluku

$$\varepsilon_{cc.fib}(f_{cm}, t, h_0, \sigma, E_{cm}, t_0, RH) := \varphi_{fib}(f_{cm}, t, h_0, t_0, RH) \cdot \left(\frac{\sigma}{E_{cm}} \right)$$

Rakenteeseen aiheutunut viruma

$$\varepsilon_{cc2.fib}(t, \sigma, t_0) := \varepsilon_{cc.fib}(f_{cm2}, t, h_{02}, \sigma, E_{cm2}, t_0, RH)$$

Rakenteen kokonais muodonmuutos (fib)

$$\varepsilon_{2.fib}(t, \sigma, t_0, t_s, RH, Sem) := (-\varepsilon_{cc.fib}(f_{cm2}, t, h_{02}, \sigma, E_{cm2}, t_0, RH) + \varepsilon_{c2.fib}(t, t_s, RH, Sem))$$

Kutistuma (EC)

$$\alpha_{ds1}(Sem) := \begin{cases} \text{if } Sem = \text{"S"} \\ \alpha_{ds1} \leftarrow 3 \\ \text{else if } Sem = \text{"N"} \\ \alpha_{ds1} \leftarrow 4 \\ \text{else if } Sem = \text{"R"} \\ \alpha_{ds1} \leftarrow 6 \end{cases}$$

Sementtilaadun huomioiva kerroin

$$\alpha_{ds2}(Sem) := \begin{cases} \text{if } Sem = \text{"S"} \\ \alpha_{ds2} \leftarrow 0.13 \\ \text{else if } Sem = \text{"N"} \\ \alpha_{ds2} \leftarrow 0.12 \\ \text{else if } Sem = \text{"R"} \\ \alpha_{ds2} \leftarrow 0.11 \end{cases}$$

Sementtilaadun huomioiva kerroin

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{-0.2 \cdot \sqrt{t}}$$

Sisäisen kutistuman aikafunktio

$$\varepsilon_{ca,0}(f_{ck}) := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck} - 10 \text{ MPa}}{\text{MPa}} \right) \cdot 10^{-6}$$

Betonin sisäisen kutistuman perusarvo

$$\varepsilon_{ca}(t, f_{ck}) := \varepsilon_{ca,0}(f_{ck}) \cdot \beta_{as}(t)$$

Betonin sisäinen kutistuma

$$\beta_{RH}(f_{cm}, RH) := 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right)$$

Suhteellisen kosteuden aikafunktio

Kuivumiskutistuman perusarvo

$$\varepsilon_{cd,0}(f_{cm}, Sem, RH) := \beta_{RH}(f_{cm}, RH) \cdot 0.85 \cdot \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}(Sem)) \cdot e^{-\alpha_{ds2}(Sem) \cdot \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}}} \right) \cdot 10^{-6}$$

$$k_h(h_0) := \begin{cases} \text{if } h_0 < 100 \text{ mm} \\ \quad \left\| 1 + \frac{(0.85 - 1)}{200 \text{ mm} - 100 \text{ mm}} \cdot (h_0 - 100 \text{ mm}) \right\| \\ \text{else if } h_0 < 200 \text{ mm} \\ \quad \left\| 1 + \frac{(0.85 - 1)}{200 \text{ mm} - 100 \text{ mm}} \cdot (h_0 - 100 \text{ mm}) \right\| \\ \text{else if } h_0 < 300 \text{ mm} \\ \quad \left\| 0.85 + \frac{(0.75 - 0.85)}{300 \text{ mm} - 200 \text{ mm}} \cdot (h_0 - 200 \text{ mm}) \right\| \\ \text{else if } h_0 < 500 \text{ mm} \\ \quad \left\| 0.75 + \frac{(0.7 - 0.75)}{500 \text{ mm} - 300 \text{ mm}} \cdot (h_0 - 300 \text{ mm}) \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| 0.7 \right\| \end{cases}$$

Muunnetun korkeuden
huomioiva kerroin

$$\beta_{ds}(t, h_0, t_s) := \frac{t - t_s}{0.04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}}\right)^3} + t - t_s}$$

Kuivumiskutistuman aikafunktio

Kuivumiskutistuma

$$\varepsilon_{cd}(t, f_{cm}, h_0, t_s, RH, Sem) := \varepsilon_{cd,0}(f_{cm}, Sem, RH) \cdot \beta_{ds}(t, h_0, t_s) \cdot k_h(h_0)$$

$$\varepsilon_c(t, f_{cm}, h_0, t_s, RH, Sem, f_{ck}) := -\varepsilon_{ca}(t, f_{ck}) + \varepsilon_{cd}(t, f_{cm}, h_0, t_s, RH, Sem) \quad \text{Kokonais kutistuma}$$

Raudoituksen vaikutus kutistumaan

$$\varepsilon_{c2}(t, t_s, RH, Sem) := \frac{\varepsilon_c(t, f_{cm2}, h_{02}, t_s, RH, Sem, f_{ck2}) \cdot E_{cm2} \cdot A_{c2}}{E_{cm2} \cdot A_{c2} \cdot \left(\frac{A_{s2} \cdot E_s}{E_{cm2} \cdot A_{c2}} + 1 \right)}$$

Viruma (EC)

$$\varphi_{RH}(f_{cm}, h_0, RH) := \begin{cases} \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \varphi_{RH} \leftarrow 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{mm}}} \\ \text{else} \\ \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} \cdot \left(1 + \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} \cdot \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{mm}}} \right) \end{cases}$$

Suhteellisen kosteuden huomioiva viruma-arvo

$$\beta_1(f_{cm}) := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}}$$

$$\beta_2(t_0) := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}}$$

$$\alpha_3(f_{cm}) := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5}$$

Suhteellisen kosteuden huomioiva aikafunktion kerroin

$$\beta_H(f_{cm}, h_0) := \begin{cases} \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \beta_H \leftarrow \min \left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) + 250, 1500 \right) \\ \text{else} \\ \beta_H \leftarrow \min \left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) + 250 \cdot \alpha_3(f_{cm}), 1500 \cdot \alpha_3(f_{cm}) \right) \end{cases}$$

$$\beta_c(f_{cm}, t, h_0, t_0) := \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_H(f_{cm}, h_0) + t - t_0} \right)^{0.3}$$

Viruman aikafunktio

$$\varphi_0(f_{cm}, h_0, t_0, RH) := \varphi_{RH}(f_{cm}, h_0, RH) \cdot \beta_1(f_{cm}) \cdot \beta_2(t_0)$$

Virumaluvun perusarvo

$$\varphi(f_{cm}, t, h_0, t_0, RH) := \varphi_0(f_{cm}, h_0, t_0, RH) \cdot \beta_c(f_{cm}, t, h_0, t_0)$$

Virumaluku

$$\varepsilon_{cc}(f_{cm}, t, h_0, \sigma, E_{cm}, t_0, RH) := \varphi(f_{cm}, t, h_0, t_0, RH) \cdot \frac{\sigma}{E_{cm}}$$

Rakenteeseen aiheutunut viruma

$$\varepsilon_{cc2}(t, \sigma, t_0) := \varepsilon_{cc}(f_{cm2}, t, h_{02}, \sigma, E_{cm2}, t_0, RH)$$

Kutistumien vaikutus vaikutus rajapinnassa (EC)

$$\varepsilon_{2.ec}(t, \sigma, t_0, t_s, RH, Sem) := \langle -\varepsilon_{cc}(f_{cm2}, t, h_{02}, \sigma, E_{cm2}, t_0, RH) - \varepsilon_{c2}(t, t_s, RH, Sem) \rangle$$

$$A_1 := A_{c1} + A_{s1} \cdot \left(n_1 \cdot \frac{E_s}{E_{cm1}} - 1 \right) = 0.09906 \text{ m}^2$$

Pinta-ala huomioituna teräksen jäykkyys

$$A_2 := A_{c2} + A_{s2} \cdot \left(n_2 \cdot \frac{E_s}{E_{cm2}} - 1 \right) = 1.05538 \text{ m}^2$$

$$EA_1 := E_{cm1} \cdot A_{c1} + E_s \cdot A_{s1} = 2636.59523 \text{ MN}$$

Osuuksien jäykkyydet

$$EA_2 := E_{cm2} \cdot A_{c2} + E_s \cdot A_{s2} = 9791.30347 \text{ MN}$$

$$E_{c2} := \frac{EA_2}{A_{c2}} = 37950.78863 \text{ MPa}$$

Manttelin ekvivalentti jäykkyys

$$F_{02} := \frac{EA_2}{EA_2 + EA_1} \cdot N = 3151.39468 \text{ kN}$$

Kuormien osuudet
manttelille ja pilarille

$$F_{01} := N - F_{02} = 848.60532 \text{ kN}$$

Muodonmuutokset eri vaikutustekijöillä

$$\varepsilon_{N5011ec}(t) := \varepsilon_{2.ec} \left(t, \frac{F_{02}}{A_2}, t_{01}, t_{s1}, 50, "N" \right)$$

Kokonaismuodonmuutos Tapauksessa 1 (EC)

$$\varepsilon_{N5011fib}(t) := \varepsilon_{2.fib} \left(t, \frac{F_{02}}{A_2}, t_{01}, t_{s1}, 50, "N" \right)$$

Kokonaismuodonmuutos Tapauksessa 1 (fib)

$$\varepsilon_{Cec}(t) := -\varepsilon_{c2}(t, t_{s1}, 50, "N")$$

Kutistuman osuus muodon muutoksesta (EC)

$$\varepsilon_{Cfib}(t) := \varepsilon_{c2.fib}(t, t_{s1}, 50, "N")$$

Kutistuman osuus muodon muutoksesta (fib)

$$\varepsilon_{CCec}(t) := -\varepsilon_{cc} \left(f_{cm2}, t, h_{02}, \frac{F_{02}}{A_2}, E_{cm2}, t_{01}, 50 \right)$$

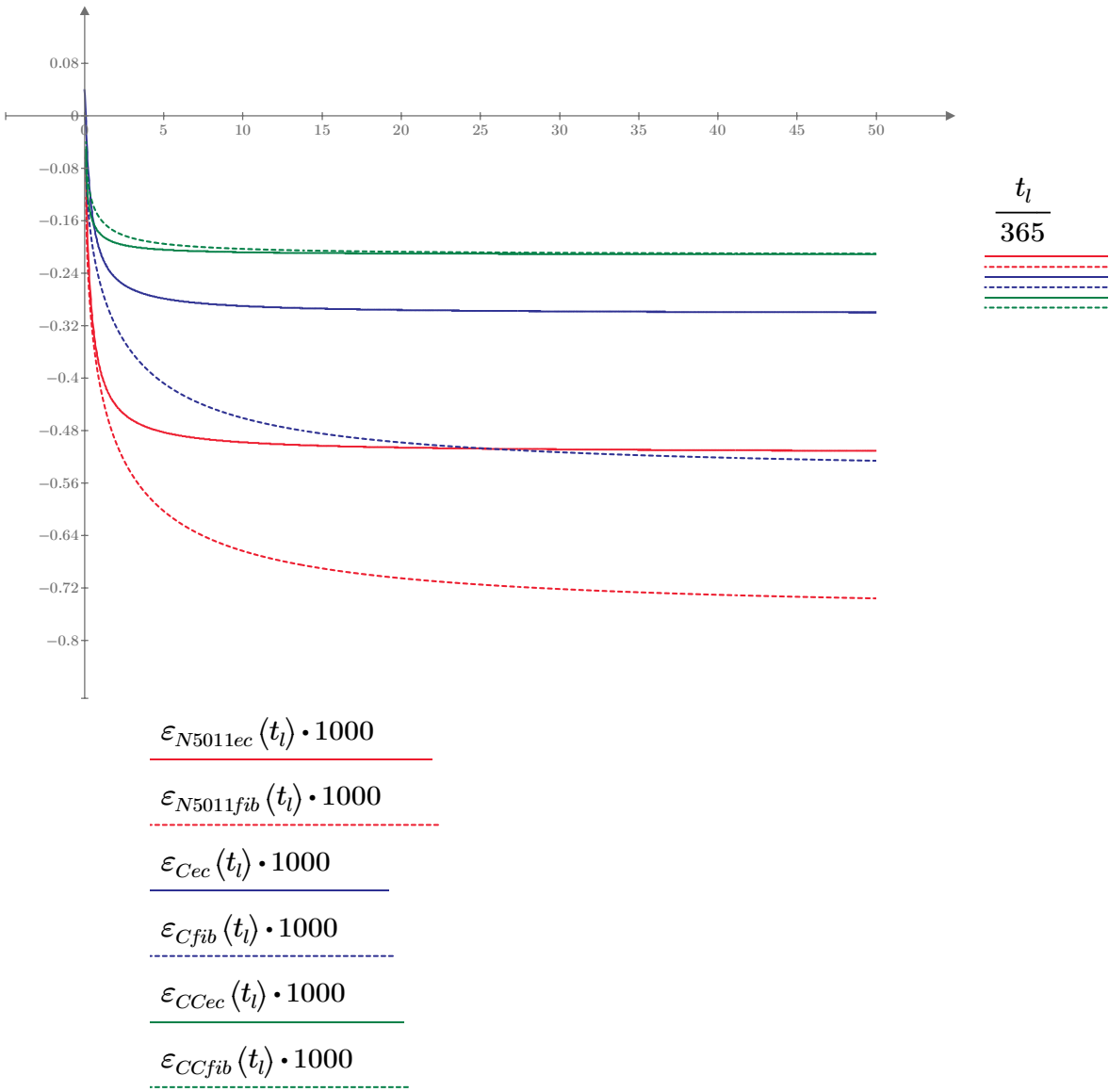
Viruman osuus muodon muutoksesta (EC)

$$\varepsilon_{CCfib}(t) := -\varepsilon_{cc.fib} \left(f_{cm2}, t, h_{02}, \frac{F_{02}}{A_2}, E_{cm2}, t_{01}, 50 \right)$$

Viruman osuus muodon muutoksesta (fib)

$$t_l := 0, 10 \dots t_{l1}$$

Tarkasteluväli



Jännitys rajapinnassa monoliittisessa rakenteessa 50 vuoden kuluttua

Eurokoodin mukainen kutistuma

$$\varepsilon_{1ec} := \varepsilon_{N5011ec} (t_{l1}) \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_{cm1} \cdot A_1}{E_{cm2} \cdot A_2}} = -0.00047$$

Kutistuman siirtyminen pilarille

$$\varepsilon_{2ec} := \varepsilon_{N5011ec} (t_{l1}) \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_{cm2} \cdot A_2}{E_{cm1} \cdot A_1}} = -0.00004$$

Kutistuman siirtyminen manttelille

$$F_{ec} := \varepsilon_{2ec} \cdot E_{cm2} \cdot A_2 = -1460.53693 \text{ kN}$$

Kutistumaa vastaava voima

$$\tau_{ec} := \frac{F_{ec}}{u_1 \cdot 1 \text{ m}} = -1.30405 \text{ MPa}$$

Jännitys rajapinnassa

fib mallikoodin mukainen kutistuma

$$\varepsilon_{1fib} := \varepsilon_{N5011fib} (t_{l1}) \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_{cm1} \cdot A_1}{E_{cm2} \cdot A_2}} = -0.00067$$

Kutistuman siirtyminen pilarille

$$\varepsilon_{2fib} := \varepsilon_{N5011fib} (t_{l1}) \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_{cm2} \cdot A_2}{E_{cm1} \cdot A_1}} = -0.00006$$

Kutistuman siirtyminen manttelille

$$F_{fib} := \varepsilon_{2fib} \cdot E_{cm2} \cdot A_2 = -2104.584 \text{ kN}$$

Kutistumaa vastaava voima

$$\tau_{fib} := \frac{F_{fib}}{u_1 \cdot 1 \text{ m}} = -1.87909 \text{ MPa}$$

Jännitys rajapinnassa

Jännitettyjen liittimien laskentamallin tuloksien vertailu

Tunnus	Menetelmä
M1	Voiman jakautuminen kuten palkeissa, pilarin leveyden mukaan
M2	Voiman jakautuminen jousivakioiden avulla
M3	Voiman jakautuminen jousivakioiden avulla, halkeamat huomioitu

Tapauksien lähtötiedot

Tapaus	Pilari	Mantteli	Haat	Betoni	Teräs	Aluslevy	Jännevoima	Menetelmien mukaiset tukireaktiot				Virhe (M3- M2)/M3	Vertailu x-1 ja x-4 tapauksiin (M3)				
	hxb [mm x mm]	m [mm]	ρ [-]	f _{ck,p} [MPa]	f _{ck,m} [MPa]	f _{yk} [MPa]	F [kN]	R ₁ (M1) [kN]	R ₂ (M2) [kN]	R ₃ (M3) [kN]	Halkeilu x=kyllä, o=ei						
Koodi																	
1-1	280x280	150		0,002	30	35	500 150x150	300	300	270,154	278,967 x	3,16 %	0,00 %				
1-2	280x280	150		0,005	30	35	500 150x150	300	300	269,913	277,622 x	2,78 %	0,48 %				
1-3	280x280	150		0,002	30	40	500 150x150	300	300	268,675	274,427 x	2,10 %	1,63 %				
1-4	280x280	200		0,002	30	35	500 150x150	300	300	237,841	242,396 o	1,88 %	0,00 %				
1-5	280x280	200		0,005	30	35	500 150x150	300	300	237,409	241,790 o	1,81 %	0,25 %				
1-6	280x280	200		0,002	30	40	500 150x150	300	300	235,853	240,473 o	1,92 %	0,79 %				
2-1	380x380	150		0,002	30	35	500 150x150	300	300	296,863	309,681 x	4,14 %	0,00 %				
2-2	380x380	150		0,005	30	35	500 150x150	300	300	296,686	310,448 x	4,43 %	-0,25 %				
2-3	380x380	150		0,002	30	40	500 150x150	300	300	295,929	306,835 x	3,55 %	0,92 %				
2-4	380x380	200		0,002	30	35	500 150x150	300	300	275,88	280,999 x	1,82 %	0,00 %				
2-5	380x380	200		0,005	30	35	500 150x150	300	300	275,504	280,338 x	1,72 %	0,24 %				
2-6	380x380	200		0,002	30	40	500 150x150	300	300	274,402	276,743 o	0,85 %	1,51 %				
3-1	480x480	150		0,002	30	35	500 150x150	300	300	313,683	322,494 x	2,73 %	0,00 %				
3-2	480x480	150		0,005	30	35	500 150x150	300	300	313,591	322,777 x	2,85 %	-0,09 %				
3-3	480x480	150		0,002	30	40	500 150x150	300	300	313,237	320,945 x	2,40 %	0,48 %				
3-4	480x480	200		0,002	30	35	500 150x150	300	300	298,924	305,860 x	2,27 %	0,00 %				
3-5	480x480	200		0,005	30	35	500 150x150	300	300	298,642	304,756 x	2,01 %	0,36 %				
3-6	480x480	200		0,002	30	40	500 150x150	300	300	297,929	302,470 x	1,50 %	1,11 %				
4-1	580x580	150		0,002	30	35	500 150x150	300	300	320,157	324,179 x	1,24 %	0,00 %				
4-2	580x580	150		0,005	30	35	500 150x150	300	300	320,137	325,095 x	1,53 %	-0,28 %				
4-3	580x580	150		0,002	30	40	500 150x150	300	300	320,065	324,138 x	1,26 %	0,01 %				
4-4	580x580	200		0,002	30	35	500 150x150	300	300	311,216	318,834 x	2,39 %	0,00 %				
4-5	580x580	200		0,005	30	35	500 150x150	300	300	311,028	318,274 x	2,28 %	0,18 %				
4-6	580x580	200		0,002	30	40	500 150x150	300	300	310,599	316,846 x	1,97 %	0,62 %				

Taipumat 11 eri pisteessä poikkileikkauksessa

Tapaus	x [mm]	0	58	116	174	232	290	348	406	464	522	580
Tapaus 1-1,	w [mm]	-0,005125	-0,00057931	0,0042518	0,0098642	0,015544	0,018748	0,016085771	0,010068	0,004247554	-0,00071851	-0,005383
Tapaus 1-2,	w [mm]	-0,004826	-0,000352684	0,0044018	0,0099227	0,015465	0,018461	0,015996505	0,010123	0,004396874	-0,00049248	-0,005085
Tapaus 1-3,	w [mm]	-0,005087	-0,000480606	0,0043907	0,0099541	0,015404	0,01813	0,015670045	0,010054	0,004383949	-0,00056171	-0,005237

Tapaus	x [mm]	0	68	136	204	272	340	408	476	544	612	680
Tapaus 1-4,	w [mm]	-0,004003	-9,15579E-05	0,004023	0,008581	0,012905	0,014809	0,012904591	0,00858	0,004022323	-9,1973E-05	-0,004003
Tapaus 1-5,	w [mm]	-0,003809	4,33658E-05	0,0040985	0,008598	0,012868	0,014748	0,012867647	0,008598	0,004100102	4,69666E-05	-0,003803
Tapaus 1-6,	w [mm]	-0,004006	-0,000103273	0,0039975	0,0085257	0,012802	0,01468	0,012801452	0,008524	0,003996262	-0,00010405	-0,004007
Tapaus 2-1,	w [mm]	-0,005832	-0,001268178	0,0039161	0,010806	0,018857	0,024223	0,019928069	0,011145	0,003865444	-0,00150787	-0,006202
Tapaus 2-2,	w [mm]	-0,005462	-0,001058048	0,0039846	0,0108064	0,018918	0,024505	0,019868258	0,011114	0,00395908	-0,00123466	-0,005737
Tapaus 2-3,	w [mm]	-0,005848	-0,001156251	0,0041232	0,0109849	0,018759	0,023523	0,019524379	0,011231	0,004091014	-0,0013268	-0,006116

Sijainti	x [mm]	0	78	156	234	312	390	468	546	624	702	780
Tapaus 2-4,	w [mm]	-0,00521	-0,000741655	0,0041219	0,009912	0,015936	0,019101	0,016160285	0,010003	0,00414541	-0,00074261	-0,005221
Tapaus 2-5,	w [mm]	-0,004746	-0,000431869	0,004288	0,0099594	0,015884	0,018986	0,016090011	0,010034	0,004281552	-0,0004894	-0,004846
Tapaus 2-6,	w [mm]	-0,005145	-0,000620275	0,004274	0,0100035	0,015786	0,018487	0,015787714	0,010013	0,004298862	-0,00057056	-0,005068
Tapaus 3-1,	w [mm]	-0,006312	-0,002189794	0,002965	0,010914	0,021524	0,029623	0,023069711	0,011303	0,002831516	-0,00247929	-0,006643
Tapaus 3-2,	w [mm]	-0,005531	-0,001683615	0,0032174	0,0109867	0,021468	0,029467	0,022993905	0,011367	0,003061472	-0,00203347	-0,005969
Tapaus 3-3,	w [mm]	-0,006352	-0,002040777	0,0032559	0,0111824	0,021422	0,028675	0,022730126	0,011524	0,003158499	-0,0022706	-0,006619

Sijainti	x [mm]	0	88	176	264	352	440	528	616	704	792	880
Tapaus 3-4,	w [mm]	-0,006021	-0,001468974	0,0037517	0,0105918	0,018512	0,023506	0,019106371	0,010781	0,00372094	-0,00160779	-0,006231
Tapaus 3-5,	w [mm]	-0,005523	-0,001106264	0,003981	0,010681	0,018402	0,023109	0,018991586	0,010879	0,003976117	-0,00119561	-0,005658
Tapaus 3-6,	w [mm]	-0,00599	-0,001317059	0,0039876	0,0107882	0,018415	0,022785	0,018645894	0,010864	0,003982036	-0,00135862	-0,006052
Tapaus 4-1,	w [mm]	-0,006087	-0,002924943	0,0017512	0,0104548	0,023699	0,035002	0,025539839	0,010759	0,001415543	-0,003406	-0,006544
Tapaus 4-2,	w [mm]	-0,005463	-0,002544429	0,0019109	0,0104816	0,023711	0,035123	0,025443436	0,010788	0,001648815	-0,00289679	-0,005745
Tapaus 4-3,	w [mm]	-0,006207	-0,002868965	0,0019465	0,0106773	0,023726	0,034545	0,025243137	0,010942	0,001685037	-0,00325625	-0,006584

Sijainti	x [mm]	0	98	196	294	392	490	588	686	784	882	980
Tapaus 4-4,	w [mm]	-0,007033	-0,002574782	0,0028637	0,0107131	0,020782	0,028184	0,021639502	0,010966	0,002866395	-0,00259495	-0,006994
Tapaus 4-5,	w [mm]	-0,006231	-0,002007455	0,0032071	0,0108471	0,020638	0,027668	0,02152618	0,011109	0,00319898	-0,0020602	-0,006249
Tapaus 4-6,	w [mm]	-0,007015	-0,002399153	0,0031499	0,0109652	0,020701	0,027364	0,021250737	0,011141	0,003189338	-0,00233593	-0,006869

Puristus 11 eri pisteessä poikkileikkauksessa

Sijainti	x [mm]	0	58	116	174	232	290	348	406	464	522	580
Tapaus 1-1,	p [MPa]	0	0	1,0349319	2,3136193	3,645728	4,397265	3,772838012	2,36148	1,033901017	0	0
Tapaus 1-2,	p [MPa]	0	0	1,0714436	2,3273312	3,62728	4,329871	3,751899918	2,37439	1,070246673	0	0
Tapaus 1-3,	p [MPa]	0	0	1,1045999	2,3347086	3,612928	4,252178	3,675327047	2,3581	1,10290132	0	0

Sijainti	x [mm]	0	68	136	204	272	340	408	476	544	612	680
Tapaus 1-4,	p [MPa]	0	0	0,979232	2,0126512	3,026805	3,473446	3,026702254	2,012484	0,979072566	0	0
Tapaus 1-5,	p [MPa]	0	0,010557949	0,9976201	2,0166428	3,01806	3,459013	3,018037466	2,016713	0,998004809	0,011434423	0
Tapaus 1-6,	p [MPa]	0	0	1,0056722	1,9996688	3,002703	3,443107	3,002511521	1,999358	1,005364768	0	0
Tapaus 2-1,	p [MPa]	0	0	0,7023838	1,8675476	3,259003	4,186075	3,444027412	1,926057	0,693298734	0	0
Tapaus 2-2,	p [MPa]	0	0	0,7146726	1,8676115	3,269501	4,234897	3,433692078	1,920858	0,710093162	0	0
Tapaus 2-3,	p [MPa]	0	0	0,764332	1,8984604	3,242015	4,065349	3,37425639	1,94108	0,758371947	0	0

Sijainti	x [mm]	0	78	156	234	312	390	468	546	624	702	780
Tapaus 2-4,	p [MPa]	0	0	0,7392881	1,7130326	2,754042	3,301101	2,792861425	1,728825	0,74350294	0	0
Tapaus 2-5,	p [MPa]	0	0	0,769073	1,7212241	2,745101	3,281231	2,780716702	1,734098	0,767920651	0	0
Tapaus 2-6,	p [MPa]	0	0	0,792283	1,72884	2,728099	3,194923	2,728469845	1,730414	0,796892443	0	0
Tapaus 3-1,	p [MPa]	0	0	0,405688	1,4932676	2,944856	4,052802	3,156363504	1,546454	0,387427766	0	0
Tapaus 3-2,	p [MPa]	0	0	0,4402213	1,5032123	2,937266	4,03149	3,145991707	1,555281	0,418890598	0	0
Tapaus 3-3,	p [MPa]	0	0	0,4454875	1,529986	2,930932	3,923221	3,109897615	1,576675	0,432163842	0	0

Sijainti	x [mm]	88	176	264	352	440	528	616	704	792	880	
Tapaus 3-4,	p [MPa]	0	0	0,5327086	1,4491729	2,532782	3,216047	2,614097754	1,475035	0,528342326	0	0
Tapaus 3-5,	p [MPa]	0	0	0,5652666	1,4613733	2,517694	3,161642	2,598392305	1,488414	0,564574523	0	0
Tapaus 3-6,	p [MPa]	0	0	0,585199	1,4760364	2,519544	3,117327	2,551092466	1,486418	0,584383639	0	0
Tapaus 4-1,	p [MPa]	0	0	0,1983081	1,1838258	2,683397	3,962984	2,891862268	1,218248	0,160307466	0	0
Tapaus 4-2,	p [MPa]	0	0	0,2163948	1,1868601	2,684746	3,97678	2,880947314	1,221567	0,18672115	0	0
Tapaus 4-3,	p [MPa]	0	0	0,2204216	1,2090156	2,686471	3,911323	2,858264276	1,239023	0,190821076	0	0

Sijainti	x [mm]	0	98	196	294	392	490	588	686	784	882	980
Tapaus 4-4,	p [MPa]	0	0	0.3365248	1.213057	2.353072	3.191157	2.450220499	1.241702	0.336838806	0	0
Tapaus 4-5,	p [MPa]	0	0	0.3768755	1.2282223	2.336835	3.132665	2.437388332	1.25785	0.375920134	0	0
Tapaus 4-6,	p [MPa]	0	0	0.3825688	1.2416016	2.343969	3.09825	2.40619778	1.261498	0.387360131	0	0

Karhennusmenetelmien kustannusvertailu eri tapauksissa

Tapauksien tiedot

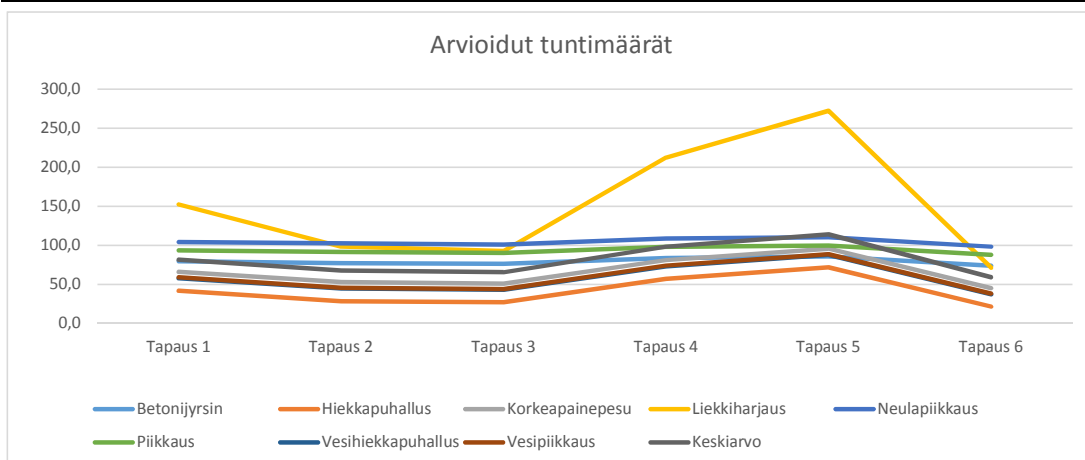
	Tapaus 1	Tapaus 2	Tapaus 3	Tapaus 4	Tapaus 5	Tapaus 6
Pilarin pituus	2800	2900	3700	2750	2100	6000
Pilarin leveys	380	580	480	280	280	380
Kappalemäärä	50	32	30	70	90	23
Juoksumetriä	560	371,2	444	770	756	552
Pinta-ala	212,8	215,3	213,1	215,6	211,7	209,8
Tapaus 1	Keskipitkä pilari, tavanoimaiset sivumitat, normaali pilarimäärä					
Tapaus 2	Keskipitkä pilari, suuret sivumitat, vähäinen pilarimäärä					
Tapaus 3	Pitkä pilari, suurehkot sivumitat, vähäinen pilarimäärä					
Tapaus 4	Keskipitkä pilari, tavanoimaiset sivumitat, runsas pilarimäärä					
Tapaus 5	Keskipitkä pilari, tavanoimaiset sivumitat, suuri pilarimäärä					
Tapaus 6	Pitkä pilari, tavanoimaiset sivumitat vähäinen pilarimäärä					

Menetelmien käsittelynopeudet

	Käsittelynopeus		Pinnan vaihto 2)
Menetelmä	[m ² /h]	[jm/h]	[h]
Betonijyrsin (käsik.) ²⁾	3		0,17
Hiekkapuhallus ¹⁾	50		0,75
Korkeapainepesu ²⁾	7,5		0,75
Liekkiharjaus ¹⁾		90	0,75
Neulapiikkaus ³⁾	2,22		0,17
Piikkaus ³⁾	2,50		0,17
Vesihiekkapuhallus ¹⁾	10,5		0,75
Vesipiikkaus ¹⁾	10		0,75
¹⁾ = Käsittelynopeudet (Silko 1.203 2002, s. 24-25)			
²⁾ = Tekijän oma karkea arvio			
³⁾ = (a: Kivimäki 2011, s. 7)			

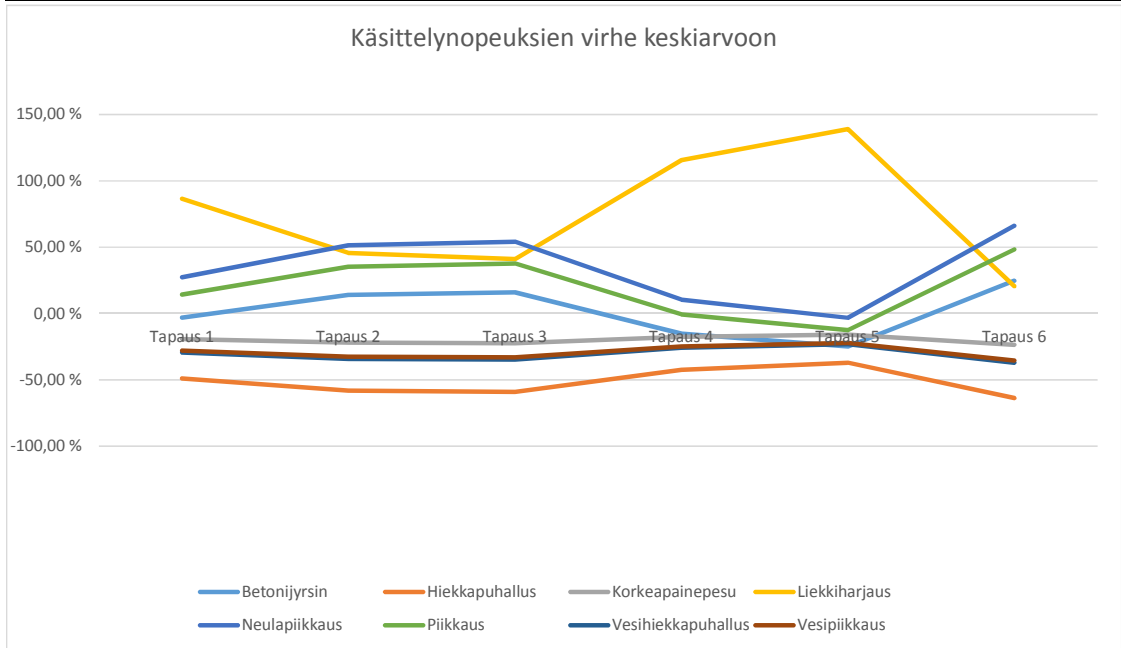
Arvioidut tuntimäärät

	Tapaus 1	Tapaus 2	Tapaus 3	Tapaus 4	Tapaus 5	Tapaus 6
Betonijyrsin	79,3	77,1	76,0	83,5	85,6	73,8
Hiekkapuhallus	41,8	28,3	26,8	56,8	71,7	21,4
Korkeapainepesu	65,9	52,7	50,9	81,2	95,7	45,2
Liekkiharjaus	152,4	98,4	92,4	212,4	272,4	71,3
Neulapiikkaus	104,1	102,2	100,9	108,7	110,3	98,2
Piikkaus	93,5	91,5	90,2	97,9	99,7	87,7
Vesihiekkapuhallus	57,8	44,5	42,8	73,0	87,7	37,2
Vesipiikkaus	58,8	45,5	43,8	74,1	88,7	38,2
Keskiarvo	81,7	67,5	65,5	98,5	114,0	59,1



Käsittelynopeuksien virhe keskiarvoon

	Tapaus 1	Tapaus 2	Tapaus 3	Tapaus 4	Tapaus 5	Tapaus 6
Betonijyrsin	-2,94 %	14,18 %	16,13 %	-15,16 %	-24,92 %	24,70 %
Hiekkapuhallus	-48,87 %	-58,08 %	-59,13 %	-42,30 %	-37,05 %	-63,74 %
Korkeapainepesu	-19,34 %	-21,95 %	-22,24 %	-17,48 %	-16,00 %	-23,55 %
Liekkiharjaus	86,56 %	45,71 %	41,06 %	115,72 %	139,00 %	20,60 %
Neulapiikkaus	27,46 %	51,37 %	54,10 %	10,39 %	-3,24 %	66,07 %
Piikkaus	14,43 %	35,43 %	37,82 %	-0,56 %	-12,53 %	48,34 %
Vesihiekkapuhallus	-29,27 %	-34,09 %	-34,64 %	-25,82 %	-23,07 %	-37,06 %
Vesipiikkaus	-28,03 %	-32,57 %	-33,09 %	-24,78 %	-22,19 %	-35,37 %



Tekijöiden vaikutus aikatauluun

	Suuri lujuusluokka	Lukumäärä	Pinta-ala	Suojaus
Betonijyrsin	+	++	+	++
Hiekkapuhallus	+	-	++	-
Korkeapainepesu	-	+	+	+
Liekkiharjaus	+	-	++	++
Neulapiikkaus	+	+	-	++
Piikkaus	+	+	-	++
Vesihiekkapuhallus	+	+	+	+
Vesipiikkaus	++	+	+	+